

# **AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA DO EDIFÍCIO DA BIBLIOTECA DA FEUP SEGUNDO O EUROCÓDIGO 8**

**SÍLVIA AMORIM COUTO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Rui de Menezes e Carneiro de Barros

JUNHO DE 2013

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por:*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

*“A simplicidade é o último grau de sofisticação”*

*Leonardo da Vinci*





## **AGRADECIMENTOS**

É com enorme orgulho que tenho o prazer de enunciar todas as pessoas que de alguma forma estiveram envolvidas e que me ajudaram a desenvolver este trabalho.

Em primeiro lugar quero agradecer ao meu orientador, Professor Rui Carneiro Barros, por todo o acompanhamento e todos os ensinamentos que me deu ao longo deste trabalho. Obrigado pela forma carinhosa e pelo sorriso com que sempre me recebeu.

Aos Engenheiros Eduardo Marinho Marques e Manuel Pona, respectivamente na qualidade de coordenador de projeto e projetista do edifício em estudo, pelo facto de me terem facultado os desenhos estruturais da solução final adotada. Estes dados foram complementados com informação concordante, facultada pelo Engenheiro Luís Afonso, da empresa Soares da Costa, S.A., e também pelo Eng<sup>o</sup> Jorge Chaves, a quem também se agradece.

Ao Professor Raimundo Delgado e Engenheiro António Vasconcelos pela forma tão eficaz e atenciosa com que me prestaram ajuda na obtenção dos projetos de arquitetura.

Ao Professor António Viana da Fonseca por gentilmente me ter facultado as informações geotécnicas dos terrenos da FEUP. E à Professora Mafalda Lopes Laranjo, por todo apoio e palavras de incentivo.

À empresa CSI Portugal, por todo apoio que me prestou no programa SAP2000, em especial ao Eng.º Carlos Ferreira, que me acompanhou e me proporcionou uma estada em Lisboa, para que pudesse mais eficazmente tirar todas as dúvidas de modelação. Não existem palavras para descrever a forma com que fui tratada por todos os elementos da CSI Portugal: o meu muito obrigado.

Ao Professor Diogo Ribeiro pelo apoio incondicional que me prestou no Autodesk Robot Structural Analysis, por todos os conselhos preciosos que me foi dando ao longo de todo o trabalho e sobretudo, obrigado pela amizade.

Ao Professor Bruno Costa, o qual foi me auxiliou na interpretação de alguns resultados deste trabalho.

Ao Professor Nelson Vila Pouca, pelos conselhos e pela prontidão com que me recebeu. Sem os conselhos do Professor Vila Pouca este trabalho não seria o mesmo.

Quero ainda agradecer a um Professor, que apesar de não pertencer ao núcleo de docentes da FEUP, sempre representou para mim um papel de muita importância, o Professor Patrício Rocha, docente do Instituto Politécnico de Viana do Castelo. Foi o Professor com quem dei os meus primeiros passos e foi quem fez os meus olhos brilharem pelas estruturas. Sempre com o seu ar austero e exigente (que rapidamente se traduz num sorriso), conseguiu despertar em mim um enorme interesse por esta área. Estarei sempre agradecida pela forma atenciosa e incansável com que sempre me recebeu. Obrigado pelos conselhos e sobretudo obrigado por ter sido sempre tão exigente.

Por último, e não o menos importante, não posso deixar de agradecer ao meu colega e amigo, Eng.º Manuel Fernandes, por ter sido ao longo de todo este tempo, o meu maior apoio. Sempre me conseguiu apoiar e incentivar nas horas mais difíceis. Obrigado por teres sempre acreditado no meu trabalho e por saber que posso sempre contar contigo.



## **RESUMO**

A presente dissertação tem como principal objetivo a verificação da resistência sísmica do edifício da biblioteca do campus da FEUP, através da aplicação da nova regulamentação sísmica, a EN 1998-1, denominada por Eurocódigo 8. O edifício em estudo foi projetado em 1995, tendo por isso por base a regulamentação antiga, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes e o Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado.

Para a concretização do objetivo principal, este trabalho foi dividido em duas partes. A primeira diz respeito à contextualização e apresentação da nova regulamentação, onde são realizadas comparações pontuais entre esta e a regulamentação antiga. A segunda parte do trabalho diz respeito à caracterização do edifício e respetiva modelação numérica.

A modelação numérica foi realizada em dois programas de cálculo automático distintos, no SAP2000 e no Autodesk Robot Structural Analysis.

Ao longo deste trabalho foram realizadas a análise modal e sísmica, onde foi possível efetuar comparações entre os resultados obtidos em cada um dos programas. Neste contexto, foram analisadas frequências, factores de participação modal, deformadas modais e reações basais para as cargas gravíticas e para a ação do sismo.

Uma das análises, permitiu concluir que são as paredes que estão maioritariamente a resistir à ação do sismo. Esta conclusão implicou uma nova formulação numérica na qual não é contabilizado o contributo dos pilares na resistência a esta ação.

Usando apenas o programa SAP2000, foram realizadas análises de sensibilidade à variação do coeficiente de comportamento da estrutura e ainda análises ao funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos.

Por último, foram realizadas as verificações ao estado de limitação de danos e de não colapso da estrutura. Neste último, foi verificada a resistência aos esforços de flexão e de corte resultantes da ação do sismo, assim como todas as disposições construtivas exigidas na EN 1998-1, que estão associadas à existência de ductilidade local das paredes estruturais.

**PALAVRAS-CHAVE:** Verificação de segurança; Eurocódigo 8 - EN 1998-1; Análise sísmica; Modelação numérica; SAP2000; Robot Structural Analysis.



## **ABSTRACT**

The present work has as main objective to verify the seismic resistance of the FEUP library building, through the application of new seismic regulations EN 1998-1- Eurocode 8. The building under study was designed in 1995, so based on the old rules, Regulation and Safety Measures in Buildings and Structures Bridge (RSAEEP) and Regulation of Reinforced and Prestressed Concrete (REBAP).

To achieve the primary objective, this study was divided in two parts. The first relates to the context and presentation of the new regulations, which also makes comparisons between the new and the old rules. The second part of the dissertation is the building characterization according to EN 1998-1, and respective numerical modeling.

The numerical modeling for automatic calculation was performed in two distinct software: SAP2000 and Robot Structural Analysis.

Throughout this work were performed modal and seismic analyses, making comparisons between the results obtained in each software.

The analysis performed, showed that the shear walls mostly resist to earthquake action. This conclusion led to a new numerical formulation in which the contributions of the columns in the resistance to this action are not accounted for.

Only using SAP2000 software, a sensitivity analysis was conducted to ascertain consequences of variations on the structural behavior coefficient, as well as on the effect of considering rigid floor diaphragms.

Finally, were performed checks to the state of damage limitation and non collapse of the structure. In the latter was verified the bending and shearing stress resistance resulting from the earthquake actions, as well as all the constructive measures required in EN 1998-1, which are associated to the local ductility of the structural shear walls.

**KEYWORDS:** Security check; Eurocode 8 - EN 1998-1, Seismic analysis, Numerical modeling; SAP2000; Robot Structural Analysis.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	3
<b>2. REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA - NOVAS CONSIDERAÇÕES NA EN 1998-1 .....</b>	<b>5</b>
2.1. SUMÁRIO .....	5
2.2. REQUISITOS DE DESEMPENHO E ESTADOS LIMITES A VERIFICAR .....	5
2.3. CARATERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS RESISTENTES AOS SISMOS .....	6
2.3.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS .....	6
2.3.2. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL .....	7
2.4. ZONAMENTO SÍSMICO .....	10
2.5. CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO .....	11
2.6. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	13
2.7. CLASSES DE DUCTILIDADE .....	17
2.8. CLASSES DE IMPORTÂNCIA .....	18
2.9. REPRESENTAÇÃO BÁSICA DA AÇÃO SÍSMICA .....	20
2.10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	25
<b>3. CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>27</b>
3.1. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO .....	27
3.2. INSPEÇÃO VISUAL AO EDIFÍCIO .....	27
3.3. INFORMAÇÃO ESTRUTURAL .....	30
3.3.1. GENERALIDADES .....	30

3.3.2. OCUPAÇÃO DO EDIFÍCIO.....	31
3.3.3. FUNDAÇÕES.....	31
3.3.4. SUPERESTRUTURA .....	31
3.3.5. LAJES .....	31
3.3.6. PAINÉIS DE LAJE ALIGEIRADA.....	32
3.3.7. PAINÉIS DE LAJE MACIÇA.....	32
3.3.8. PILARES E VIGAS.....	35
3.3.9. PAREDES RESISTENTES.....	35
<b>3.4. MATERIAIS EXISTENTES.....</b>	<b>37</b>
3.4.1. BETÃO .....	37
3.4.2. AÇO.....	37
<b>3.5. AÇÕES CONSIDERADAS .....</b>	<b>37</b>
<b>3.6. CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO SEGUNDO A EN 1998-1 .....</b>	<b>39</b>
3.6.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL.....	39
3.6.2. ZONA SÍSMICA.....	39
3.6.3. TIPO DE TERRENO .....	40
3.6.4. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	41
3.6.5. CLASSE DE DUCTILIDADE.....	43
3.6.6. CLASSE DE IMPORTÂNCIA.....	44
3.6.7. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA.....	44
 <b>4. MODELAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	 <b>47</b>
<b>4.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO UTILIZADOS .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2. CONFIGURAÇÕES INICIAIS.....</b>	<b>47</b>
<b>4.3. MATERIAIS .....</b>	<b>50</b>
<b>4.4. MODELAÇÃO DE VIGAS E PILARES .....</b>	<b>51</b>
<b>4.5. MODELAÇÃO DAS LAJES.....</b>	<b>52</b>
4.5.1. AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (ROBOT) .....	52
4.5.2. SAP2000 .....	54
<b>4.6. MODELAÇÃO DAS PAREDES.....</b>	<b>58</b>
<b>4.7. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>60</b>
<b>4.8. MODELAÇÃO DOS APOIOS .....</b>	<b>63</b>
<b>4.9. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA .....</b>	<b>64</b>



<b>4.10. VALIDAÇÃO DOS MODELOS</b> .....	65
4.10.1. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL.....	65
4.10.2. MAC (MODAL ASSURANCE CRITERION) .....	74
4.10.3. REAÇÕES BASAIS PARA OS CASOS DE CARGA ESTÁTICOS .....	76
4.10.4. REAÇÕES BASAIS PARA A AÇÃO SÍSMICA.....	77
4.10.5. PERCENTAGEM DE ESFORÇOS ABSORVIDOS PELOS PILARES E PAREDES. ....	79

## **5. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA**..... 81

<b>5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b> .....	81
5.1.1. CARATERIZAÇÃO DAS PAREDES EXISTENTES .....	82
5.1.2. SOLUÇÃO DE ARMADURAS EXISTENTES.....	82
<b>5.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - FUNCIONAMENTO DOS PISOS COMO DIAFRAGMA RÍGIDO</b> .....	83
<b>5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO</b> .....	89
5.3.1. ANÁLISE DE RESULTADOS .....	91
5.3.1.1 Relação entre os modelos numéricos.....	91
5.3.1.2 Verificação dos limites máximos e mínimos de corte basal.....	92
5.3.1.3 Análise da variação dos esforços com a variação do coeficiente de comportamento .....	95
<b>5.4. VERIFICAÇÕES SEGUNDO A EN 1998-1</b> .....	97
5.4.1. VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE DANOS .....	97
5.4.2. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....	98
5.4.3. VERIFICAÇÕES PARA PAREDES DE GRANDES DIMENSÕES DE BETÃO FRACAMENTE ARMADO .....	100
5.4.3.1. Verificação das restrições geométricas.....	100
5.4.3.2. Verificação à resistência ao esforço de flexão .....	101
5.4.3.3. Verificação à resistência ao esforço transversal.....	104
5.4.3.4. Verificação das disposições construtivas para a ductilidade local.....	109
5.4.3.5. Verificação das armaduras mínimas e máximas .....	109
5.4.4. VERIFICAÇÕES PARA PAREDES DÚCTEIS .....	111
5.4.4.1. Verificação das restrições geométricas.....	111
5.4.4.2. Verificação à resistência ao esforço de flexão .....	112
5.4.4.3. Verificação à resistência ao esforço transversal.....	113
5.4.4.4. Verificação das disposições construtivas para a ductilidade local.....	113
5.4.4.5. Verificação das armaduras mínimas e máximas .....	115
<b>5.5. SUGESTÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL</b> .....	114

**6. CONSIDERAÇÕES FINAIS ..... 117**

**6.1. CONCLUSÕES ..... 117**

**6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... 119**

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Colapso de uma estrutura aquando o sismo do Faial em 1998. ....	2
Fig. 2.1 - Limitação do recuo a 20% da dimensão em planta do piso inferior. ....	8
Fig. 2.2 - Limitação do recuo a 50% da dimensão em planta do piso inferior. ....	9
Fig. 2.3 - Limitação do recuo para edifícios não assimétricos. ....	9
Fig. 2.4 - Zonamento sísmico para a ação sísmica tipo I - EN 1998-1. ....	10
Fig. 2.5 - Zonamento sísmico para a ação sísmica tipo II - EN 1998-1. ....	11
Fig. 2.6 - Zonamento sísmico para ação sísmica afastada - RSAEEP. ....	11
Fig. 2.7 - Comportamento de um oscilador de grau um de liberdade em regime linear e não linear...	14
Fig. 2.8 - Forma do espetro de resposta elástica da EN 1998-1. ....	21
Fig. 2.9 - Espetros de resposta do RSAEEP. ....	24
Fig. 3.1 - Edifícios do campus da FEUP. ....	27
Fig. 3.2 - Alçado norte. ....	28
Fig. 3.3 - Alçado poente. ....	28
Fig. 3.4 - Alçado sul. ....	29
Fig. 3.5 - Alçado nascente. ....	29
Fig. 3.6 - Parede da caixa de escadas. ....	29
Fig. 3.7 - Escadas de serviço. ....	29
Fig. 3.8 - Pilar no piso 1 - zona técnica. ....	30
Fig. 3.9 - Pilar interior em “L”. ....	30
Fig. 3.10 - Caixa de elevador. ....	30
Fig. 3.11 - Laje fungiforme aligeirada. ....	30
Fig. 3.12 - Características geométricas das nervuras. ....	32
Fig. 3.13 - Paredes estruturais do edifício. ....	37
Fig. 3.14 - Coeficiente de zona sísmica - ação sísmica tipo I. ....	40
Fig. 3.15 - Coeficiente de zona sísmica - ação sísmica tipo II. ....	40

Fig. 3.16 - Espectros de resposta para a ação sísmica tipo I e tipo II. ....	46
Fig. 4.1 - Eixos principais da estrutura comuns aos programas. ....	48
Fig. 4.2 - Pormenor da barra rígida no SAP2000.....	51
Fig. 4.3 - Pormenor da barra rígida no ROBOT.....	51
Fig. 4.4 - Pormenor da laje “one - sided, birectonal ribs” no ROBOT. ....	52
Fig. 4.5 - Planta de uma laje de piso apenas com painéis. ....	53
Fig. 4.6 - Vista de uma laje de piso com painéis e bandas de acerto.....	53
Fig. 4.7 - Modelação de um piso no SAP2000.....	55
Fig. 4.8 - Modelação do painel 5x1. ....	56
Fig. 4.9 - Modelação do painel 6x6. ....	58
Fig. 4.10 - Modelação 3D das paredes no SAP2000.....	59
Fig. 4.11 - Modelação 3D das paredes no ROBOT. ....	59
Fig. 4.12 - Imagem 3D do edifício com a malha de elementos finitos no SAP2000.....	60
Fig. 4.13 - Imagem 3D do edifício com a malha de elementos finitos no ROBOT. ....	61
Fig. 4.14 - Malha de elementos finitos das paredes no SAP2000. ....	61
Fig. 4.15 - Malha de elementos finitos das paredes no ROBOT. ....	62
Fig. 4.16 - Malha de elementos finitos dos pisos no SAP2000.....	62
Fig. 4.17 - Malha de elementos finitos dos pisos no ROBOT. ....	63
Fig. 4.18 - Modelação numérica dos apoios no SAP2000.....	63
Fig. 4.19 - Modelação numérica dos apoios no ROBOT. ....	64
Fig. 4.20 - Posição indeformada no SAP2000 .....	68
Fig. 4.21 - Posição indeformada no ROBOT .....	68
Fig. 4.22 - Deformação em planta no SAP2000. ....	69
Fig. 4.23 - Deformação em planta no ROBOT.....	69
Fig. 4.24 - Deformação na vista XZ, no SAP2000. ....	69
Fig. 4.25 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.....	69

Fig. 4.26 - Deformação em planta no SAP2000. ....	70
Fig. 4.27 - Deformação em planta no ROBOT.....	70
Fig. 4.28 - Deformação na vista XZ, no SAP2000. ....	70
Fig. 4.29 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.....	70
Fig. 4.30 - Deformação em planta no SAP2000. ....	71
Fig. 4.31 - Deformação em planta no ROBOT.....	71
Fig. 4.32 - Deformação na vista XZ, no SAP2000. ....	71
Fig. 4.33 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.....	71
Fig. 4.34 - Deformação em planta no SAP2000. ....	72
Fig. 4.35 - Deformação em planta no ROBOT.....	72
Fig. 4.36 - Deformação na vista XZ, no SAP2000. ....	72
Fig. 4.37 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.....	72
Fig. 4.38 - Deformação em planta no SAP2000. ....	73
Fig. 4.39 - Deformação em planta no ROBOT.....	73
Fig. 4.40 - Deformação na vista XZ, no SAP2000. ....	73
Fig. 4.41 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.....	73
Fig. 4.42 - Nós analisados entre o piso 1 e a cobertura inferior. ....	74
Fig. 4.43 - Nós analisados na cobertura superior. ....	75
Fig. 5.1 - Modelo numérico com os pilares rotulados. ....	82
Fig. 5.2 - Nós utilizados para a verificação do funcionamento de diafragma rígido nos pisos. ....	84
Fig. 5.3 - Espectros de resposta com coeficiente de comportamento de 1,5.....	89
Fig. 5.4 - Espectros de resposta com coeficiente de comportamento de 3,0.....	90
Fig. 5.5 - Espectros de resposta com coeficiente de comportamento de 3,5.....	90



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	7
Tabela 2.2 - Tipos de terrenos segundo a EN 1998-1.....	12
Tabela 2.3 - Valor do coeficiente $q_0$ , para a determinação do coeficiente de comportamento.....	15
Tabela 2.4 - Coeficiente de comportamento segundo o REBAP.....	16
Tabela 2.5 - Classes de importância segundo a EN 1998-1. ....	18
Tabela 2.6 - Coeficiente de importância segundo a EN 1998-1. ....	19
Tabela 2.7 - Coeficientes de sismicidade. ....	23
Tabela 3.1 - Características das lajes dos pisos. ....	33
Tabela 3.2 - Comprimento, espessura e desenvolvimento vertical das paredes estruturais. ....	36
Tabela 3.3 - Valores característicos da sobrecarga. ....	38
Tabela 3.4 - Coeficiente de zona sísmica e respetiva aceleração de referência. ....	40
Tabela 3.5 - Comprimento e altura média por piso das paredes estruturais. ....	43
Tabela 3.6 - Coeficiente de importância. ....	44
Tabela 3.7 - Aceleração de cálculo.....	44
Tabela 3.8 - Parâmetros definidores do espectro de resposta.....	45
Tabela 3.9 – Parâmetros usados na quantificação do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo I.....	45
Tabela 3.10 - Parâmetros usados na quantificação do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo II.....	45
Tabela 4.1 - Valores das coordenadas dos eixos da estrutura, nas direções X, Y e Z. ....	49
Tabela 4.2 - Materiais utilizados na modelação numérica.....	50
Tabela 4.3 - Valores do coeficiente $\psi_{2i}$ . ....	65
Tabela 4.4 – Factor de participação de massa acumulada até ao modo 12 - SAP2000.....	66
Tabela 4.5 - Factor de participação de massa acumulada, até ao modo 12 - ROBOT.....	66
Tabela 4.6 - Resultados modais dos 5 primeiros modos de vibração no SAP 2000.....	67

Tabela 4.7 - Resultados modais dos 5 primeiros modos de vibração no ROBOT .....	67
Tabela 4.8 - Resultado do valor do parâmetro MAC para os primeiros cinco modos de vibração. ....	75
Tabela 4.9 - Valores das reações basais para os casos de carga estáticos. ....	76
Tabela 4.10 - Forças basais para a ação sísmica tipo I SAP2000. ....	78
Tabela 4.11 - Forças basais para a ação sísmica tipo I ROBOT .....	78
Tabela 4.12 - Forças basais para a ação sísmica tipo II no SAP2000 .....	78
Tabela 4.13 - Forças basais para a ação sísmica tipo II no ROBOT .....	78
Tabela 4.14 - Diferenças percentuais na distribuição dos esforços nos dois modelos numéricos .....	78
Tabela 4.15 - Distribuição percentual das forças sísmicas no SAP2000. ....	79
Tabela 4.16 - Distribuição percentual das forças sísmicas no ROBOT .....	80
Tabela 5.1 - Área de aço da solução de armaduras existente. ....	83
Tabela 5.2 - Deslocamentos do nó 1 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I .....	85
Tabela 5.3 - Deslocamentos do nó 1 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I. ....	85
Tabela 5.4 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis - Nó 1 .....	85
Tabela 5.5 - Deslocamentos do nó 2 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I .....	86
Tabela 5.6 - Deslocamentos do nó 2 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I. ....	86
Tabela 5.7 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis - Nó 2 .....	86
Tabela 5.8 - Deslocamentos do nó 3 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I .....	87
Tabela 5.9 - Deslocamentos do nó 3 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I. ....	87
Tabela 5.10 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis – Nó 3. ....	87
Tabela 5.11 - Deslocamentos do nó 4 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I .....	88
Tabela 5.12 - Deslocamentos do nó 4 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I. ....	88
Tabela 5.13 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis – Nó 4. ....	88
Tabela 5.14 - Reações basais nos vários modelos numéricos .....	91
Tabela 5.15 - Relação esperada entre os esforços basais dos vários modelos numéricos .....	91
Tabela 5.16 - Relação percentual obtida entre os esforços basais dos vários modelos numéricos. ....	92



Tabela 5.17 - Reações de corte basal para ação sísmica tipo I, nos vários modelos numéricos. ....	93
Tabela 5.18 - Reações de corte basal para ação sísmica tipo I, nos vários modelos numéricos. ....	93
Tabela 5.19 - Valores limite de corte basal. ....	94
Tabela 5.20 - Verificação do corte basal na direção X, para a ação sísmica tipo I. ....	94
Tabela 5.21 - Verificação do corte basal na direção Y, para a ação sísmica tipo I. ....	94
Tabela 5.22 - Verificação do corte basal na direção X, para a ação sísmica tipo II. ....	94
Tabela 5.23 - Verificação do corte basal na direção Y, para a ação sísmica tipo II. ....	95
Tabela 5.24 - Valores de esforços positivos. ....	96
Tabela 5.25 - Valores de esforços negativos. ....	96
Tabela 5.26 - Verificação do requisito de limitação de danos no nó 1. ....	98
Tabela 5.27 - Coeficiente de sensibilidade para deslocamento na direção X. ....	99
Tabela 5.28 - Coeficiente de sensibilidade para deslocamento na direção Y. ....	99
Tabela 5.29 – Combinação de esforços para o momento máximo negativo MX. ....	102
Tabela 5.30 - Combinação de esforços para o momento máximo positivo o MY. ....	102
Tabela 5.31 - Combinação de esforços para o momento máximo positivo o MX. ....	102
Tabela 5.32 - Dados da parede estrutural a analisar. ....	102
Tabela 5.33 - Esforços máximos e respetivos concomitantes. ....	103
Tabela 5.34 - Valores reduzidos dos esforços. ....	103
Tabela 5.35 - Esforço axial máximo nas paredes de 0,15 m e 0,20 m. ....	104
Tabela 5.36 - Esforço axial máximo majorado. ....	105
Tabela 5.37 - Determinação da resistência ao esforço transversal. ....	106
Tabela 5.38 - Determinação da resistência mínima ao esforço transversal. ....	106
Tabela 5.39 - Determinação da área de armadura para resistência ao esforço transversal. ....	107
Tabela 5.40 - Comparação entre armadura requerida e armadura existente. ....	107
Tabela 5.41 - Armadura vertical mínima. ....	109
Tabela 5.42 - Armadura vertical máxima. ....	110

Tabela 5.43 – Armadura horizontal mínima. ....	106
Tabela 5.44 – Armadura horizontal máxima. ....	107
Tabela 5.45 – Esforços máximos e respetivos concomitantes. ....	107
Tabela 5.46 – Valores reduzidos dos esforços. ....	109

## **SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

RSAEEP - Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1

EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2

EN 1998-1 - Eurocódigo 8

ROBOT - Robot Structural Analysis

3D - Três dimensões

CQC - Combinação quadrática completa

NA - Anexo Nacional

$e_{0,x}$  - Distância entre o centro de rigidez e o centro de massa

$r_x$  - Raiz quadrada da razão entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção em estudo

$l_s$  - Raio de giração

$F_L$  - Força máxima no oscilador linear

$d_L$  - Deslocamento máximo no oscilador linear

$F_y$  - Força de cedência no oscilador não linear

$d_y$  - Deslocamento de cedência no oscilador não linear

$F_{NL}$  - Força máxima no oscilador não linear

$d_{NL}$  - Deslocamento máximo no oscilador não linear

$q$  - Valor base do coeficiente de comportamento

$k_w$  - Factor que reflete o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes

Se (T) - Espectro de resposta elástico

T - Período de vibração dum sistema de um grau de liberdade

ag - Aceleração máxima de projeto em rocha

TB - Limite inferior do ramo espectral de aceleração constante

TC - Limite superior do ramo espectral de aceleração constante

TD - Valor definidor do início do ramo de deslocamento constante

S - Factor de terreno

$\eta$  - Factor de correção do amortecimento

$S_d(T)$  - Espectro de cálculo

$Q$  - Factor de comportamento

$\beta$  - Factor que determina o limite inferior para o espectro de cálculo

$S_{ve}(T)$  - Espectro de resposta elástico com a direção vertical

$a_{vg}$  - Aceleração máxima de projeto em rocha

$G_{kj}$  - Valor característico da ação permanente

$\gamma_I$  - Coeficiente de importância

$A_{Ed}$  - Valor de cálculo da ação sísmica

$P_k$  - Valor do Pré-esforço

$Q_{ki}$  - Valor característico da ação variável

$G_{kj}$  - Ação permanente

$Q_{ki}$  - Ação variável i

$\psi_{Ei}$  - Coeficiente para as combinações para o cálculo dos efeitos da ação sísmicas

$\psi_{2i}$  - Coeficiente da ação variável i

$\psi_{2j}$  - Coeficiente da ação variável j

$\phi$  - Factor de redução

$S_{Gik}$  - Valor característico da ação permanente i

$S_{EK}$  - Valor característico da ação sísmica

hwi - Altura da parede i

lwi - Comprimento da seção da parede i

E - Módulo de elasticidade aos 28 dias

G - Resistência ao corte

$\gamma$  - Densidade volúmica

$f_{ck}$  - Resistência média do betão ao fim de 28 dias

P - Valor da carga uniformemente distribuída

L - Vão do painel

E - Módulo de elasticidade do betão

P. Ext. - Paredes exteriores

P. Div. - Paredes divisórias

PP - Peso próprio

Q - Ação variável da Sobrecarga

RCP - Restantes cargas permanentes

F.P.M - Factor de participação massa de cada modo de vibração

F.P.M.A - Factor de participação de massa acumulada no modo de vibração

h - Altura entre pisos

$v$  - Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica, associada ao requisito de limitação de danos

$\theta$  - Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

$P_{tot}$  - Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica

$d_r$  - Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo e na base do piso e na base do piso considerado

$V_{tot}$  - Força de corte sísmica total no piso considerado

$N_{Rd}$  - Valor do esforço axial

$M_{Edx}$  - Momento fletor na direção X

$M_{Edy}$  - Momento fletor na direção Y

$A_{s,tot}$  - Área de armadura

$h$  - Altura do elemento estrutural

$b$  - Base do elemento estrutural

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da resistência mecânica do betão

$f_{yd}$  - Valor de cálculo da resistência do aço

$V_{Ed}$  - Esforço transversal majorado

$V_{Ed}'$  - Esforço transversal obtido na análise

$q_0$  - Coeficiente de comportamento

$b$  - Base da secção considerada

$d$  - Altura útil da secção considerada

$A_{sw}$  - Área de armadura de tração

$A_{sw}$  - Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal

$s$  - Espaçamento dos estribos

$f_{ywd}$  - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

$A_c$  - Área da secção

# 1.

## INTRODUÇÃO

“Os sismos são encarados frequentemente como desastres naturais inevitáveis. Todavia, deveriam ser considerados fenómenos naturais cujos efeitos adversos podem ser minimizados caso se proceda a uma gestão efetiva do risco sísmico.” (Sousa, 2001)

### 1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Dos vários tipos de catástrofes naturais a que Portugal está sujeito, é o risco de fenómenos sísmicos que suscita naturalmente maior preocupação.

Este facto resulta não apenas do elevado potencial destrutivo associado aos eventos sísmicos, mas também devido ao facto de todo o território nacional estar vulnerável à sua ocorrência, mesmo que com níveis de exposição diferentes. A esta vulnerabilidade está associada uma grande parcela habitacional, que é constituída por uma quantidade significativa de edifícios, dimensionados e projetados há alguns anos, que poderão não ter as características e a resistência necessária à ação sísmica actual segundo a EN 1998-1.

O risco sísmico de uma região pode ser medido pelos danos esperados para as estruturas e elementos estruturais dessa região. São exemplos de elementos em risco: os edifícios, a população que neles habita, um sistema de infraestruturas ou equipamentos, uma atividade económica, etc.

Desta forma, o risco sísmico pode ser traduzido por três factores que estão interligados entre si, que são eles:

- o perigo de ocorrência de sismos numa determinada região;
- a exposição, ou o valor dos elementos em risco e a sua distribuição geográfica;
- a vulnerabilidade sísmica dos elementos expostos e grau de danos, face à ação dos sismos.

Será então verdade afirmar que uma dada região possui riscos tanto mais elevados quanto mais vulneráveis forem as estruturas nela existentes.

Um bom exemplo disso é o que está retratado na fotografia da figura 1.1, captada no arquipélago dos Açores, após o sismo do Faial de 1998. É inevitável referir esta imagem, pois ela demonstra, de uma forma completamente elucidativa, o conceito de risco sísmico, onde é possível comparar o comportamento de dois edifícios vizinhos, sujeitos a uma ação sísmica semelhante. O edifício da esquerda, que tinha sido remodelado estruturalmente, pouco antes do sismo, não sofreu danos, enquanto que o da direita colapsou totalmente.



Fig. 1.1 - Colapso de uma estrutura aquando o sismo do Faial em 1998. (Sousa,2001)

## **1.2. OBJETIVOS**

A presente dissertação tem como objetivo principal a verificação de segurança sísmica do edifício da Biblioteca da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. O edifício em estudo foi projetado em 1995, seguindo os conceitos e requisitos da regulamentação anterior à época do fomento dos Eurocódigos. Desta forma, serão contextualizadas e analisadas as alterações mais significativas que a nova regulamentação veio introduzir.

Para a realização deste trabalho, será realizada a modelação numérica do edifício em dois programas distintos, no SAP2000 e no Autodesk Robot Structural Analysis (ROBOT). Ambos possuem uma excelente aceitação no mercado, de multiplicas aplicações e consultorias em engenharia estrutural, devido ao seu elevado desempenho na análise de estruturas. As modelações serão realizadas o mais coincidente e aproximadamente possível com a estrutura projetada, tendo sempre em conta as limitações e mais valias de cada um dos programas.



Irão ser descritos alguns princípios, ou passos chave, em cada programa, para a realização da modelação estrutural, fazendo referência aos comandos dos quais os mesmos estão providos e que podem ser de muita utilidade num trabalho deste tipo.

Serão realizadas as análises do tipo modal e sísmica, onde irão ser comparados os resultados fornecidos pelos dois programas. Serão analisadas as frequências e factores de participação de massa modal, deformadas dos principais modos, e reações basais. Esta é uma fase do trabalho importante na medida em que será possível perceber se os modelos realizados estão em concordância.

Após a validação dos modelos, e usando apenas um dos programas, serão realizadas análises de sensibilidade, com o objetivo de verificar a sensibilidade à variação do coeficiente de comportamento da estrutura, assim como verificar o correcto funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos.

No que respeita à verificação do cumprimento dos requisitos da EN 1998-1 será verificado o estado limite de resistência à flexão e ao esforço de corte, assim como todas as disposições construtivas e geométricas associadas aos elementos estruturais. Nesta fase, será igualmente verificado o requisito de limitação de danos.

Por último, existe ainda o objetivo de propor algumas soluções de reforço na eventualidade de não ser verificada a segurança do edifício.

### **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

A presente dissertação está organizada em seis capítulos.

O primeiro diz respeito à introdução, onde se desenvolvem algumas considerações e se faz referência aos objetivos que estão na base da realização deste trabalho e à descrição da estrutura da tese.

O segundo capítulo diz respeito à regulamentação sísmica existente em Portugal, onde são abordadas as principais diferenças entre a nova regulamentação (Eurocódigos) e a antiga regulamentação (Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes).

No terceiro capítulo é apresentado com detalhe o edifício em estudo, nomeadamente, tipo de ocupação dos pisos, tipologia estrutural, solução estrutural ao nível dos pisos, tipo de terreno, etc, e é ainda realizada a caracterização do edifício segundo os critérios definidos na EN 1998-1.

O quarto capítulo diz respeito à modelação, onde são apresentadas todas as soluções de modelação que foram realizadas ao nível dos dois programas, assim como referidas algumas técnicas que poderão ser úteis na modelação de um edifício mais complexo. São ainda apresentados os resultados obtidos nos dois modelos, para que de forma comparativa se possa analisar o desempenho dos mesmos, segundo os dois programas de modelação estrutural.

O quinto capítulo consiste na verificação de segurança propriamente dita. É usado apenas um dos modelos numéricos, no qual se analisa com mais pormenor a ação sísmica e o seu efeito nos elementos estruturais, de forma a ser melhor caracterizado o seu comportamento e a sua resistência sísmica. São ainda realizadas algumas análises que permitirão criar sensibilidade à variação do coeficiente de comportamento e ao comportamento dos pisos como diafragma rígido.

O sexto capítulo diz respeito às considerações finais onde, de uma forma resumida, se descreve todas as conclusões retiradas ao longo deste trabalho e se faz referência a possíveis soluções de reforço estrutural.

## 2.

# REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA - NOVAS CONSIDERAÇÕES NA EN 1998-1

### 2.1. SUMÁRIO

Atualmente em Portugal existem, como regulamentação sísmica de estruturas de betão armado, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). No entanto, de forma a se atualizar novos conceitos e novas especificações, e de forma a se uniformizar os regulamentos ao nível de toda a Europa, surgiram as normas europeias (EN), mais conhecidos por Eurocódigos – atualmente em início de aplicação vinculativa definitiva. Apesar de em Portugal ainda não serem regulamentos obrigatórios, começam a ser reconhecidos como regulamentação a seguir, por grande parte dos projetistas.

É o Eurocódigo 8-parte 1 (EN 1998-1) que contempla toda a informação normativa relativa ao dimensionamento de estruturas para resistência à ação sísmica.

No sentido de se perceber a evolução entre os dois regulamentos, marcados por épocas temporais distintas, serão realizadas comparações entre os principais pontos da regulamentação sísmica portuguesa no tocante a edifícios de betão armado, como a biblioteca da FEUP.

### 2.2. REQUISITOS DE DESEMPENHO E ESTADOS LIMITES A VERIFICAR

A EN 1998-1 apresenta duas exigências de desempenho, a exigência de não colapso e a exigência de limitação de danos.

A exigência de não colapso requer que a estrutura seja projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade e resistência residual após o sismo. Esta exigência pressupõe a verificação dos estados limites últimos e está associada a uma ação sísmica com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos ou a um período de retorno de 475 anos.

A exigência de limitação de danos, tem inerente a limitação de perdas económicas. Está associada a uma ação sísmica com probabilidade de excedência de 10% em 10 anos e um período de retorno de 95 anos.

O RSAEEP não especifica nenhum requisito de desempenho, não fazendo referência a limitação de danos. Este regulamento apenas considera, no seu artigo 4º, a verificação aos estados limites últimos, cuja ocorrência resulta em prejuízos muito severos, como por exemplo, o colapso da estrutura, e os estados limites de utilização, cuja ocorrência resultam prejuízos pouco severos, como por exemplo, a deformação e fendilhação de uma estrutura. O RSAEEP considera a ação sísmica como uma ação variável, à qual está associada à probabilidade de ocorrência de 5% em 50 anos, correspondendo-lhe um período de retorno de 975 anos.

O período de retorno considerado pelo RSAEEP é demasiado elevado, sendo que os valores previstos na EN 1998-1 revelam-se mais adequados para a atualidade.

Com a criação do estado limite de dano é representada a evolução temporal entre ambas as regulamentações, ficando deste modo marcada a visível preocupação com os danos económicos e humanos causados pela ação sísmica.

## **2.3. CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS RESISTENTES AOS SISMOS**

### **2.3.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS**

No sentido de se realizarem projetos de estabilidade mais adequados e resistentes à ação sísmica, a EN 1998-1 estabelece os seguintes princípios de conceção de edifícios:

- Simplicidade estrutural: existência de trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura: distribuição regular dos elementos estruturais, permitindo transmissões curtas e diretas das forças sísmicas de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício;
- Resistência e rigidez nas duas direções: a estrutura deve ser capaz de resistir a ações horizontais em qualquer direção, desta forma, os elementos estruturais deverão ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, garantindo características de resistência e rigidez semelhantes nas duas direções principais;
- Resistência e rigidez à torção: as estruturas deverão possuir uma resistência à torção adequadas para limitar os movimentos devidos à torção, que tendem a solicitar de forma não uniforme os diferentes elementos estruturais. Será portanto vantajoso que os elementos de contraventamento sejam distribuídos perto da periferia do edifício;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos: os pisos deverão ser dotados de rigidez e resistência adequadas, assim como de ligações eficazes aos elementos verticais;
- Fundação adequada: o projeto e a construção das fundações e a sua ligação à superestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício.

## 2.3.2. CRITÉRIOS DE REGULARIDADE ESTRUTURAL

Para efeitos do projeto sísmo-resistente, a EN 1998-1 classifica as estruturas como regulares e não regulares. Para tal, define critérios de regularidade em planta e em altura. Essa regularidade, ou irregularidade, tem repercussões nos seguintes aspetos:

- No modelo estrutural, que pode ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial;
- No método de análise, que pode ser pelo método das forças laterais ou por análise modal;
- No valor do coeficiente de comportamento, que deve ser reduzido para edifícios não regulares em altura.

A tabela 2.1 é representativa das consequências da regularidade estrutural no modelo, método de análise e coeficiente de comportamento.

Tabela 2.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.

Regularidade		Simplificação permitida		Coeficiente de comportamento
Planta	Altura	Modelo estrutural	Análise elástica linear	
Sim	Sim	Plano	Força Lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força Lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

CrITÉRIOS de regularidade em planta:

Para que um edifício seja considerado regular em planta, deve obedecer aos seguintes requisitos:

- A rigidez lateral e a distribuição de massas deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação a dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, sem ângulos reentrantes ou bordos recuados;
- A rigidez dos pisos deve ser superior à rigidez dos elementos verticais, pelo que devem ser evitadas formas em L, C, H, I e X;
- A relação entre a maior e a menor dimensão em planta, medidas em direções ortogonais, não deve ser superior a 4:

$$\frac{l_{\text{maior}}}{l_{\text{menor}}} \leq 4 \quad (2.1)$$

- Em cada piso, e relativamente às duas direções em estudo x e y, a excentricidade  $e_0$  e o raio de torção  $r$  devem verificar as seguintes condições (expressas relativamente à análise segundo y):

$$e_{0x} \leq 0,30 * r \quad (2.2)$$

$$r_x \geq l_s$$

Em que:

$e_{0x}$  - distância entre o centro de rigidez e o centro de massa, medida ao longo da direção x, ou seja, na direção perpendicular à direção em análise;

$r_x$  - raiz quadrada da razão entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção em estudo;

$l_s$  - raio de giração da massa do piso em planta.

CrITÉRIOS de regularidade em altura:

Para que um edifício seja considerado regular em altura, deve obedecer aos seguintes requisitos:

- Todos os elementos resistentes a ações laterais, tais como núcleos, paredes estruturais ou pórticos devem ser contínuos do topo à fundação, ou se existiram andares recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez e a massa dos pisos devem permanecer constantes ou apresentarem uma redução gradual, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios porticados, a relação entre resistência real do piso e a resistência exigida pela análise, não deve variar desproporcionadamente entre pisos adjacentes;

Caso existam andares recuados, aplicam-se as seguintes disposições adicionais:

- No caso de um recuo gradual dos andares, em que estes preservem a simetria axial, o recuo em cada piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do piso inferior, na direção do recuo, conforme o disposto na figura 2.1.

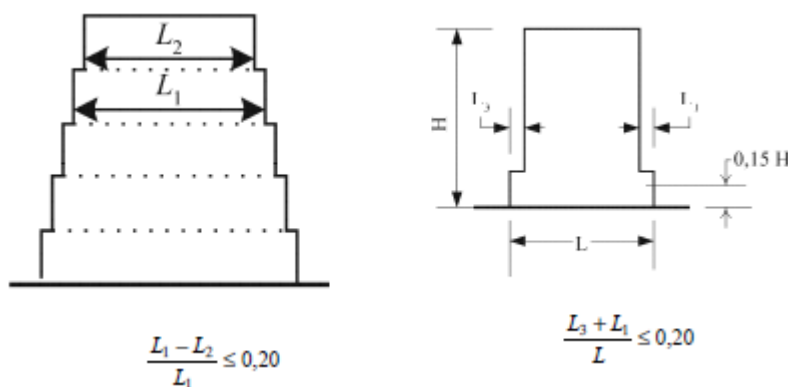


Fig. 2.1 - Limitação do recuo a 20% da dimensão em planta do piso inferior.

- Aquando da existência de um único recuo nos 15% inferiores de altura total do sistema estrutural principal, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do piso inferior, conforme o disposto da figura 2.2. Neste caso, a estrutura da zona da base, dentro do perímetro dos pisos superiores projetados verticalmente, deve ser calculada para resistir a, pelo menos 75% das forças horizontais que se desenvolveriam nessa zona num edifício semelhante sem o aumento de base;

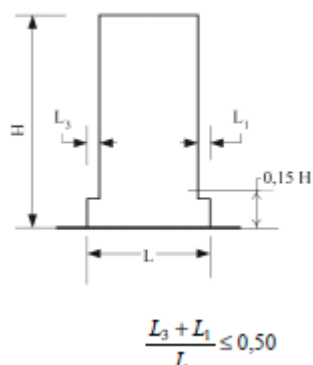


Fig. 2.2 - Limitação do recuo a 50% da dimensão em planta do piso inferior.

- Caso os andares não preservem a simetria, a zona dos recuos de todos os pisos em cada face, não deve ser superior a 30% da dimensão do 1º piso e, cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão em planta do piso inferior, conforme o disposto na figura 2.3.

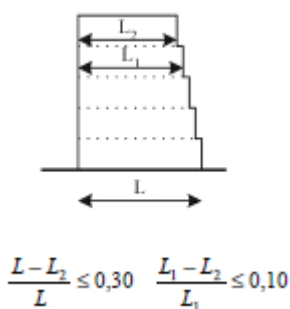


Fig. 2.3 - Limitação do recuo para edifícios não assimétricos.

Ao contrário da EN 1998-1, o RSAEEP não possui um artigo dedicado exclusivamente aos princípios básicos para uma boa conceção de edifícios. No entanto, o seu artigo 30º refere que são considerados edifícios correntes, os edifícios que satisfizerem as seguintes condições:

- Não apresentarem, em planta, distribuições desproporcionadas entre massa e rigidez;
- Não apresentarem, no seu desenvolvimento em altura, grandes variações de massa ou de rigidez;
- Terem uma estrutura em malha ortogonal e não demasiado deformável;
- Terem os pisos constituídos de forma que possam considerar-se como diafragmas indeformáveis no seu plano.

Para estas estruturas o RSAEEP, permite que a análise sísmica se possa fazer de modo simplificado, supondo aplicadas à estrutura forças estáticas atuando separadamente segundo as direções em que a estrutura se desenvolve.

Mais uma vez a EN 1998-1 revela-se mais detalhada e precisa, auxiliando os projetistas para uma boa definição estrutural dos edifícios em geral. Indica princípios básicos que são orientadores de um bom projeto sísmico resistente. Este ponto referido na EN 1998-1 é extremamente importante, pois se o projeto de estabilidade for assente nos bons princípios, existe à partida um ganho importante no desempenho de uma estrutura à ação do sismo.

Apesar de indiretamente o RSAEEP denominar por “estruturas correntes” as estruturas marcadas pela regularidade e simplicidade estrutural, não prevê e especifica boas práticas de projeto. Pode-se deste modo afirmar que a EN 1998-1 traz uma nova visão que acarretam benefícios práticos às estruturas, apelando à simplicidade, e regularidade de massa e rigidez.

## 2.4. ZONAMENTO SÍSMICO

Na EN 1998-1 o zonamento sísmico está estabelecido em termos de aceleração máxima de referência e para o duplo cenário de ação sísmica. O de sismo afastado - Ação Sísmica Tipo I e de sismo próximo - Ação Sísmica Tipo II. A representação é feita através de uma escala numérica, de 1 a 5 para a Ação Sísmica Tipo I, e de 1 a 3 para a Ação Sísmica Próxima, sendo as zonas I aquelas que se caracterizam por uma maior sismicidade. A figura 2.4 e 2.5 representam o zonamento sísmico para a ação sísmica tipo I e II, respectivamente.

- Zonamento para a ação tipo I

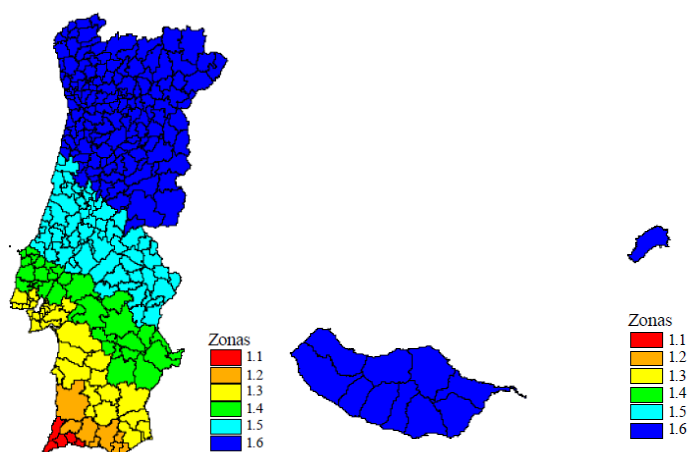


Fig. 2.4 - Zonamento sísmico para a ação sísmica tipo I - EN 1998-1.



- Zonamento para a ação tipo II

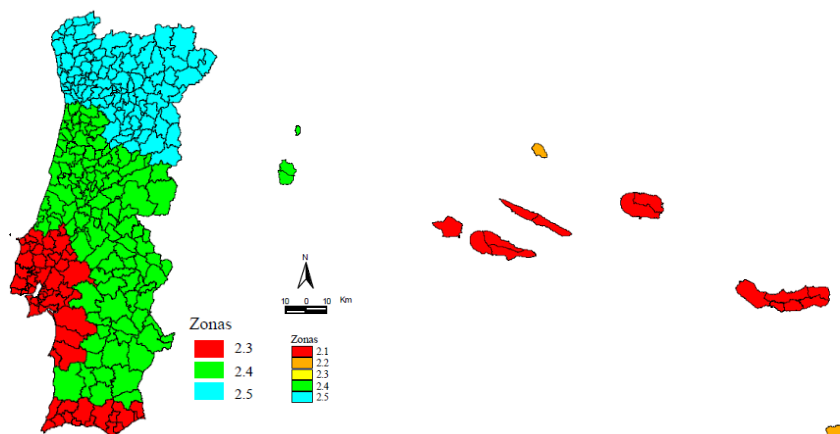


Fig. 2.5 - Zonamento sísmico para a ação sísmica tipo II - EN 1998-1.

No que diz respeito à representação do zonamento pelo RSAEEP, a descrição é realizada de A a D, em que A representa a zona de maior risco sísmico e D zona de menor sismicidade. O arquipélago dos Açores encontra-se definido como zona A, com a exceção das ilhas das Flores e do Corvo, que juntamente com o arquipélago da Madeira pertencem à zona D. Esta representação, apresentada na figura 2.6, apenas é feita para ação sísmica afastada.

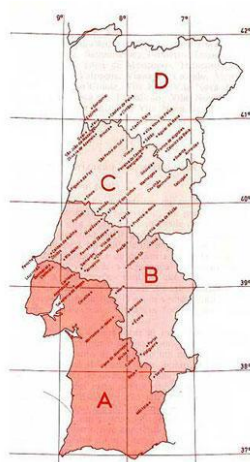


Fig. 2.6 - Zonamento sísmico para ação sísmica afastada - RSAEEP.

Verifica-se que o RSAEEP apenas divide o território nacional em quatro zonas sísmicas, zonas essas que estão caracterizadas apenas para a ação sísmica afastada. A EN 1998-1 demonstra ser mais detalhado e coerente porque apresenta um maior refinamento das zonas sísmicas, com a particularidade de cada tipo de ação sísmica estar associado a um refinamento diferente.

## 2.5. CLASSIFICAÇÃO DO TIPO DE TERRENO

A EN 1998-1 distingue sete tipos de terrenos diferentes, que são definidos em função da velocidade das ondas de corte, do n.º de pancadas associadas ao ensaio SPT para a cravação de 30 cm, e da coesão não drenada. Os quais estão definidos na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Tipos de terrenos segundo a EN 1998-1.

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ [m/s]	$N_{SPT}$ [pancadas/30 cm]	$C_u$ [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole e dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrado aluvionar superficial com valores de $v_s$ do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menor 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	0	10-20
S2	Depósitos de solo com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terrenos não incluídos nos tipos A-E ou S1			

O RSAEEP apenas define três tipos de terrenos:

- Tipo I - rochas e solos coerentes rijos;
- Tipo II - solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos;
- Tipo III - solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

É possível verificar que a EN 1998-1 apresenta um maior rigor na definição dos vários tipos de solos. Neste ponto, o RSAEEP é muito generalista em relação à EN 1998-1, não apresentando rigor e detalhe na definição do tipo de solo. Deste modo, a EN 1998-1, fornece uma definição da ação sísmica mais exata, pois é possível definir o tipo de terreno através de parâmetros previamente quantificados nos ensaios de campo.

## **2.6. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO**

O dimensionamento sísmico de estruturas, que na sua vida útil poderão estar sujeitas a ações sísmicas de grande intensidade, não deve ser feito tendo por base uma análise linear da estrutura. Quando uma estrutura é sujeita a uma ação sísmica intensa, pode experimentar valores de deslocamentos elevados, fazendo com que passe a ter um comportamento não linear.

A admissibilidade de se tirar partido da não linearidade das estruturas, como forma de dissipação de energia tem tido aceitação generalizada. Podendo, desta forma, se efectuar o dimensionamento estruturas para esforços substancialmente inferiores dos que se obtêm nas análises lineares elásticas. O comportamento não linear das estruturas é tido em conta efetuando análises elásticas lineares e dividindo os esforços por coeficientes de comportamento.

Neste contexto, interessa então perceber o conceito de coeficiente de comportamento, o qual vem representado na figura 2.7.

Admitindo como exemplo um oscilador de um grau de liberdade, sujeito a uma ação crescente, se o oscilador admitir comportamento não linear, o facto de o deslocamento imposto  $d$  ser superior a  $d_y$ , não significa que se atinja necessariamente o colapso. O oscilador entra em regime não linear e, para o mesmo deslocamento imposto, as forças que se desenvolvem são inferiores às que se desenvolveriam em regime linear. Pelo contrário, se em vez de um deslocamento se aplicasse uma força a estrutura colapsaria para cargas superiores a  $F_{NL}$ .

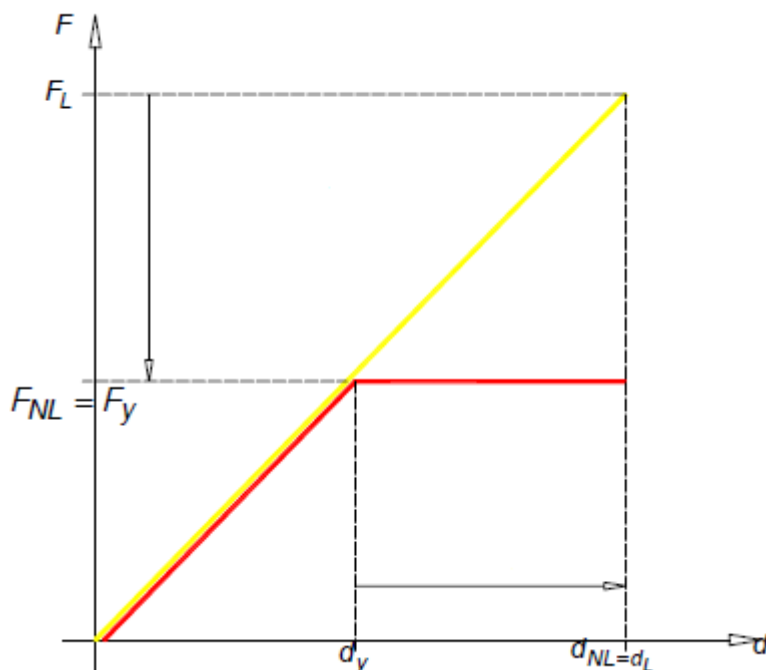


Fig. 2.7 - Comportamento de um oscilador de grau um de liberdade em regime linear e não linear.

Em que:

$F_L$  - força máxima no oscilador linear;

$d_L$  - deslocamento máximo no oscilador linear;

$F_y$  - força de cedência no oscilador não linear;

$d_y$  - deslocamento de cedência no oscilador não linear;

$F_{NL}$  - força máxima no oscilador não linear;

$d_{NL}$  - deslocamento máximo no oscilador não linear.

O coeficiente de comportamento, calculado a partir dos parâmetros definidos na figura 2.7, é assim o factor de proporcionalidade entre o valor de uma dada grandeza (deslocamento, tensão, esforço, etc.) em regime linear e o valor da mesma grandeza se a resposta da estrutura se der em regime não linear, podendo ser obtido pela seguinte fórmula:

$$q = \frac{F_L}{F_{NL}} \quad (2.3)$$

Note-se, no entanto, que para tirar partido do comportamento não linear é necessário que o oscilador possua capacidade de se deformar para além da cedência, sem perda significativa de capacidade resistente. Em estruturas de betão armado tal implica que as armaduras entrem em regime plástico e sejam portanto submetidas a grandes extensões.

Além da grandeza em causa, o valor do coeficiente de comportamento depende também das características do comportamento não linear das estruturas. O qual pode ser caracterizado por inúmeros parâmetros, entre os quais a ductilidade e a capacidade de dissipação de energia.

A EN 1998-1 define o coeficiente de comportamento através da seguinte expressão:

$$q = q_0 * k_w \geq 1,5 \quad (2.4)$$

Em que,

$q_0$  - valor base do coeficiente de comportamento;

$k_w$  - factor que reflete o modo de rotura no caso de sistemas estruturais com paredes.

Os valores de  $q_0$  apresentados na tabela 2.3, os quais são dependentes do tipo estrutural do edifício e da sua classe de ductilidade. O factor  $k_w$  toma valores:

- $k_w = 1$ , para estruturas em pórtico ou equivalentes;
- $q = \frac{F_L}{F_{NL}}$ , nos restantes casos, sendo  $\alpha_0$  o valor predominante do quociente altura/largura das paredes.

Tal como já foi referido, o coeficiente de comportamento é uma grandeza que depende diretamente da classe de ductilidade da estrutura. O conceito de ductilidade irá ser abordado no ponto seguinte deste capítulo. No entanto, ficam aqui expressos os valores dos coeficientes de comportamento, em função da ductilidade, segundo os dois regulamentos.

Tabela 2.3 - Valor do coeficiente  $q_0$ , para a determinação do coeficiente de comportamento.

Tipo estrutural	Classe de ductilidade	
	DCM	DCH
Pórticos, estruturas mistas pórtico parede e paredes acopladas	$3,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4,5 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Paredes	3,0	$4,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sistemas de rigidez concentrada	2,0	3,0
Sistemas de pêndulo invertido	1,5	2,0

Para os dois primeiros tipos estruturais, o valor de  $q_0$  depende do quociente  $\alpha_u/\alpha_1$  que corresponde ao quociente entre a ação sísmica associada à formação de um mecanismo e a ação sísmica que provoca o aparecimento da primeira rótula plástica.

Este quociente assume os seguintes valores:

- Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
  - Edifícios de um piso:  $\alpha_u/\alpha_1=1$
  - Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$
  - Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos:  $\alpha_u/\alpha_1=1,3$
- Sistemas de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes:
  - Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção:  $\alpha_u/\alpha_1=1,0$
  - Outros sistemas de paredes não acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1=1,1$
  - Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas:  $\alpha_u/\alpha_1=1,2$

Os valores dos coeficientes de comportamento estabelecidos pelo REBAP vêm descritos na tabela 2.4, em função de duas classes de ductilidade.

Tabela 2.4 - Coeficiente de comportamento segundo o REBAP.

	Ductilidade Normal	Ductilidade Melhorada
Pórtico	2,5	3,5
Mista pórtico-parede	2,0	2,5
Parede	1,5	2,0

Se se relacionar a ductilidade melhorada com a ductilidade média da EN 1998-1, os valores do coeficiente de comportamento da ductilidade melhorada são inferiores aos da ductilidade média. Verifica-se que a EN 1998-1 permite explorar mais a ductilidade das estruturas de classe de ductilidade média, comparativamente com a classe de ductilidade melhorada prevista no REBAP.

A classe de ductilidade elevada, estará associada a estruturas situadas em zonas de elevada sismicidade, pelo que em zonas correntes, de sismicidade normal a moderada, a solução de ductilidade média será a que melhor se adequa.

## 2.7. CLASSES DE DUCTILIDADE

No ponto anterior já se fez referência às classes de ductilidade que uma estrutura pode usufruir. Também já ficou claro que o coeficiente de comportamento, é uma medida da capacidade de uma estrutura dissipar a energia acumulada aquando de um sismo, e que está diretamente relacionado com os níveis de ductilidade que uma estrutura tem capacidade de experimentar.

Desta forma, é extremamente visível o interesse e a preocupação que está presente na EN 1998-1, a qual prevê que os edifícios de betão, resistentes aos sismos, devem assegurar à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem uma redução substancial da sua resistência global às ações horizontais e verticais. Em projeto, deve assegurar-se que todos os elementos têm uma resistência adequada, devendo os requisitos de deformação não linear, nas zonas críticas, ser compatível com a ductilidade global considerada nos cálculos.

Desta forma, a EN 1998-1 considera a existência de três classes de ductilidade:

- Ductilidade baixa (DCL - “*Ductility Class Low*”): corresponde às estruturas projetadas e dimensionadas de acordo com o EC2, ou seja, admite-se uma resposta em regime elástico em que a ação sísmica é resistida através da resistência dos vários elementos estruturais.
- Ductilidade média (DCM - “*Ductility Class Medium*”): corresponde às estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições antissísmicas específicas, que permitem que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico, sem que se verifiquem roturas frágeis.
- Alta ductilidade (DCH - “*Ductility Class High*”): corresponde às estruturas par as quais o projeto, dimensionamento e as disposições construtivas são tais que garantem elevados níveis de plasticidade, através de disposições ainda mais complexas que as da classe anterior.

O RSAEEP prevê apenas duas classes de ductilidade, a classe de ductilidade normal, e a classe de ductilidade melhorada.

Não existe uma relação direta entre as diferentes classes dos dois regulamentos, no entanto poder-se-á associar a ductilidade normal à ductilidade baixa, em que as estruturas são dimensionadas sem terem em linha de conta a importância da capacidade de dissipação de energia no caso de ocorrência de um sismo. Já a classe de ductilidade melhorada poderá ser eventualmente comparada à classe de ductilidade média, onde as estruturas estão equipadas com um conjunto de disposições antissísmicas, que lhes permite ter uma melhor resposta ao sismo.

## **2.8. CLASSES DE IMPORTÂNCIA**

Aquando da ocorrência de um sismo existem estruturas que não podem de todo ficar comprometidas estruturalmente. São exemplo edifícios que alojam serviços de proteção civil, hospitais, ou qualquer outro serviço que esteja ligado ao socorrismo pós-sismo.

Desta forma, a EN 1998-1, contempla quatro classes de importância cada uma associada a um coeficiente de importância, os quais podem ser consultados na tabela 2.5 e 2.6. Este coeficiente de importância majora diretamente o valor da ação sísmica de referência, aumentando os esforços e criando, consequentemente, estruturas com maior resistência ao sismo.

Assim as tabelas 2.5 e 2.6 explicitam as classes de importância e os respetivos valores dos coeficientes de importância, previstos na EN 1998-1.

Tabela 2.5 - Classes de importância segundo a EN 1998-1.



Classe de Importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Tabela 2.6 - Coeficiente de importância segundo a EN 1998-1.

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo I Portugal continental	Ação Sísmica Tipo II Portugal continental	Ação Sísmica Tipo II Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

No que respeita ao RSAEEP, não estão definidos coeficientes de importância, no entanto, este mesmo conceito surge no REBAP, quando é referido que para estruturas de edifícios com funções vitais, se tem que diminuir em 30% o coeficiente de comportamento, de modo a se chegar a valores de esforços mais elevados e consequentemente, a um dimensionamento mais rigoroso.

## 2.9. REPRESENTAÇÃO BÁSICA DA AÇÃO SÍSMICA

Quer na EN 1998-1 quer no RSAEEP, a representação da ação sísmica é dada em funções de espectros de resposta.

Entende-se por espectro de resposta sísmico, o gráfico de respostas máximas (deslocamentos, velocidades, acelerações, etc.) de um conjunto de osciladores com um grau de liberdade, que vibram com determinado período próprio ( $T$ ) e determinada frequência própria ( $f$ ), quando sujeitos a determinada ação sísmica. Desta forma, os espectros de resposta fornecem uma forma conveniente de resumir a resposta de pico de todos os possíveis sistemas lineares, com um grau de liberdade, a uma componente particular do movimento do solo.

Neste capítulo apenas se irá abordar o espectro de resposta elástica para ação sísmica horizontal e vertical. No entanto a EN 1998-1 prevê representações alternativas da ação sísmica, nomeadamente, acelerogramas artificiais, acelerogramas registados ou simulados e modelo espacial da ação sísmica.

No âmbito da EN 1998-1 o movimento sísmico na direção horizontal, num dado ponto à superfície, é decomposto em duas componentes ortogonais independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta. Existe uma terceira componente representativa da ação sísmica na direção vertical.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g * S * \left[ 1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2,5 - 1) \right] \quad (2.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g * S * \eta * 2,5 \quad (2.6)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g * S * 2,5 * \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g * S * 2,5 * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (2.8)$$

Em que:

$S_e(T)$  – valor da aceleração no espectro de resposta elástico;

$T$  - período de vibração dum sistema de um grau de liberdade;

$a_g$  - aceleração máxima de projeto, em rocha (terreno tipo A);

$T_B$  - limite inferior do ramo espectral de aceleração constante;

$T_C$  - limite superior do ramo espectral de aceleração constante;

$T_D$  - valor definidor do início do ramo de deslocamento constante;

$S$  - factor de terreno;

$\eta$  – factor de correção do amortecimento (com um valor de referência  $\eta = 1$  para 5% de amortecimento).

O valor do factor de correção do amortecimento pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\eta = 10 / (5 + \xi) \geq 0,55 \quad (2.9)$$

Em que  $\xi$  é o quociente de amortecimento crítico da estrutura, expresso em termos percentuais.

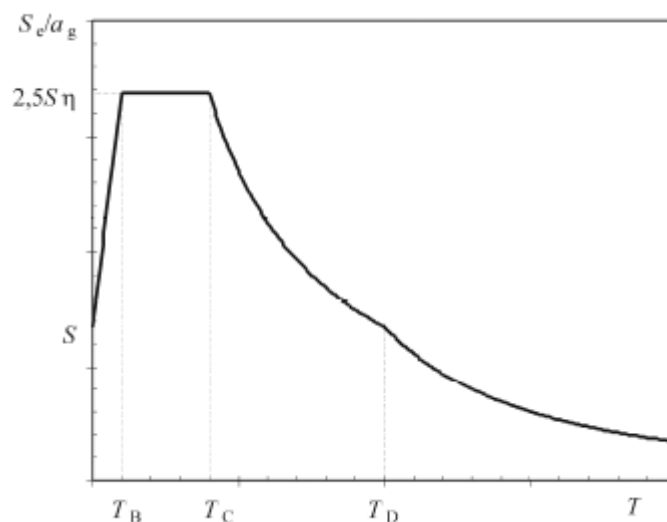


Fig. 2.8 - Forma do espectro de resposta elástica da EN 1998-1.

Tal como é possível verificar na figura 2.8, os valores  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  e do coeficiente de solo  $S$ , que descrevem a forma do espectro de resposta elástica, dependem do tipo de terreno e do tipo de ação sísmica. Estas grandezas encontram-se definidas no Anexo Nacional (NA) da EN 1998-1.

No sentido de evitar uma análise inelástica e de se contabilizar a capacidade de dissipação de energia de uma estrutura, ou seja, a capacidade da estrutura resistir à ação sísmica em regime não-linear, a EN 1998-1 define o espectro de resposta de cálculo  $S_d(T)$ , que é o espectro de resposta elástica dividido pelo coeficiente de comportamento. Este espectro permite que as estruturas sejam dimensionadas para forças sísmicas inferiores às correspondentes em regime linear elástico.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo  $S_d(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_b : S_d(T) = a_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} * \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.10)$$

$$T_b \leq T \leq T_c : S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q} \quad (2.11)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_e(T) \left\{ \begin{array}{l} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[ \frac{T_c}{T} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{array} \right\} \quad (2.12)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \left\{ \begin{array}{l} = a_g * S * \frac{2,5}{q} * \left[ \frac{T_c * T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta * a_g \end{array} \right\} \quad (2.13)$$

Em que:

$S_d(T)$  - espectro de cálculo;

$q$  - coeficiente de comportamento;

$\beta$  - factor que determina o limite inferior para o espectro de cálculo (com o valor recomendado de 0,2).

Para as componentes verticais da ação sísmica, o espectro de resposta elástica  $S_e(T)$  é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_b : S_{ve}(T) = a_{vg} * \left[ 1 + \frac{T}{T_b} * (n - 3,0 - 1) \right] \quad (2.14)$$

$$T_b \leq T \leq T_c : S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3,0 \quad (2.15)$$

$$T_c \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3,0 * \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (2.16)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} * \eta * 3,0 * \left[ \frac{T_c * T_D}{T^2} \right] \quad (2.17)$$

Em que:

$S_{ve}(T)$  - espectro de resposta elástico com a direção vertical;

$a_{vg}$  - aceleração máxima de projeto, em rocha (terreno tipo A) na direção vertical.

Os restantes parâmetros são os que já foram definidos nas expressões anteriores.

Relativamente ao RSAEEP, a definição da ação sísmica é feita de um modo diferente. Este regulamento considera que no caso de estruturas, em que as frequências próprias dos modos de vibração, que contribuem de forma significativa para a resposta, estão bem separadas, a ação sísmica pode, simplificada, ser quantificada por espectros de resposta médios. Esses espectros, são dados para a zona A. Para as restantes zonas deverão multiplicar-se as ordenadas desses espectros pelos coeficientes de sismicidade respetivos, que se apresentam na tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Coeficientes de sismicidade.

Zona Sísmica	$\alpha$
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

A figura 2.9 representa os espectros de resposta para as duas ações sísmicas, os quais são expressos em função das frequências e do coeficiente de amortecimento da estrutura.

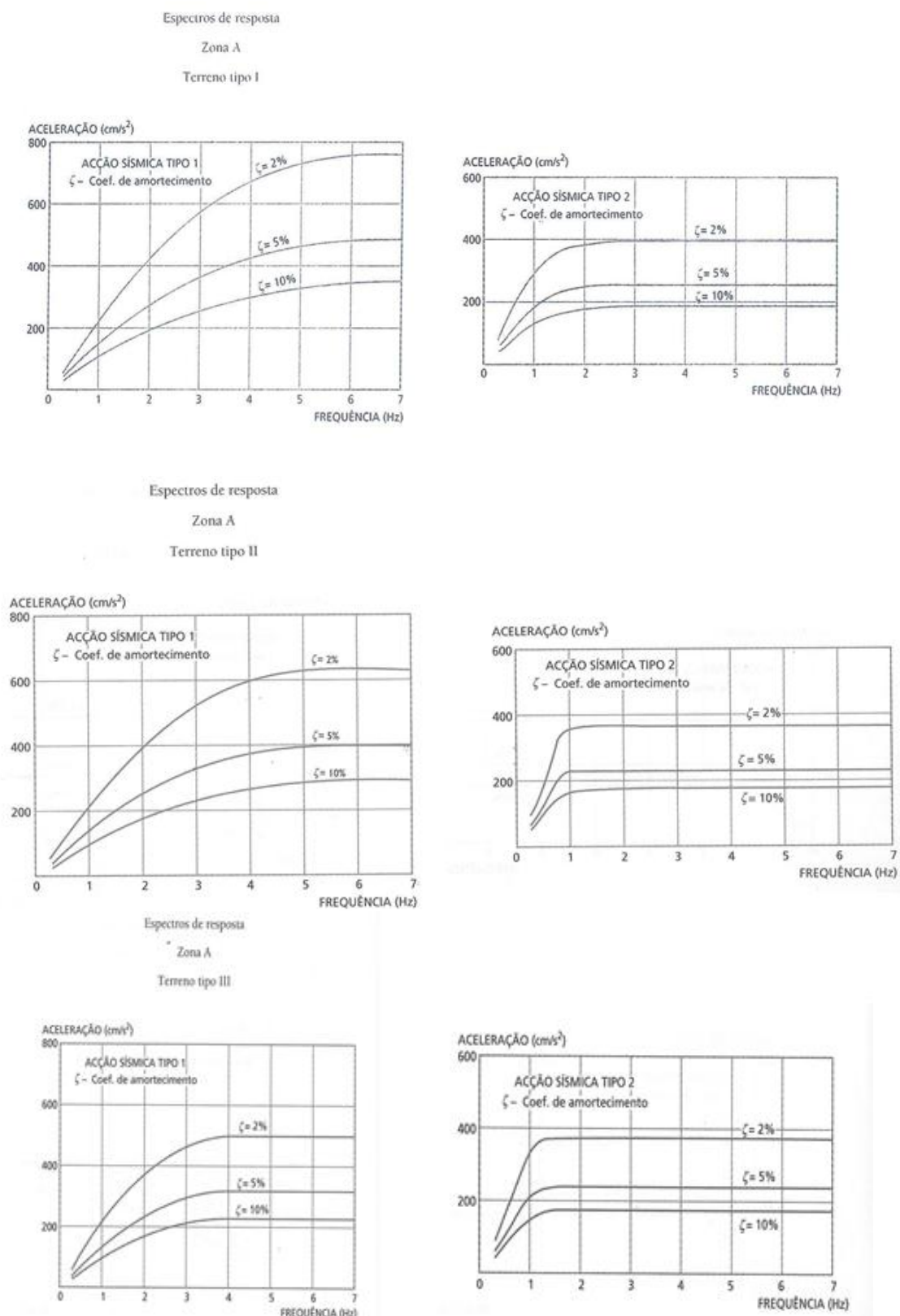


Fig. 2.9 - Espectros de resposta do RSAEEP.

## 2.10. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De acordo com a EN1991-1-1, no dimensionamento sísmico de estruturas, o efeito das ações é contabilizado através da seguinte combinação de ações:

$$E_d = \sum_j G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + P_k + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki} \quad (2.18)$$

Em que:

$G_{kj}$  - valor característico da ação permanente j;

$\gamma_I$  - coeficiente de importância;

$A_{Ed}$  - valor de cálculo da ação sísmica;

$P_k$  - valor do pré-esforço, caso exista;

$\psi_{2i}$  - coeficiente da ação variável i;

$Q_{ki}$  - valor característico da ação variável.

Relativamente aos efeitos da ação sísmica, estes devem ser avaliados tendo em conta a presença de todas as cargas permanentes que surgem na seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{kj} + \sum_i \psi_{Ei} * Q_{ki} \quad (2.19)$$

Em que:

$G_{kj}$  - ação permanente j;

$Q_{ki}$  - ação variável i;

$\psi_{Ei}$  - coeficiente da ação variável i (Cap. 4.2.4 da EN1998-1).

Relativamente ao RSAEEP, é definida a seguinte combinação de ações:

$$\sum_{i=1}^m S_{Gik} + 1,5 * S_{EK} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} * S_{Qjk} \quad (2.20)$$

Em que:

$S_{Gik}$  - valor característico da ação permanente i;

$S_{EK}$  - valor característico da ação sísmica;

$S_{Qjk}$  - valor reduzido da sobrecarga j;

$\psi_{2j}$  - coeficiente da ação variável j.

A principal diferença que é possível destacar é o facto de no RSAEEP, a ação sísmica ser majorada por um coeficiente de segurança de 1,5 e de na EN 1998-1 ser majorada apenas pelo coeficiente de importância. Este facto não quer dizer que o RSAEEP está a ser mais conservativo. Esta diferença é explicada através dos espectros de resposta que cada regulamento fornece, pois ao contrário do RSAEEP, os valores do espectro de resposta da EN 1998-1 já são valores de cálculo, por isso não necessitam ser majorados por 1,5 nas combinações de ações.



## 3.

### CASO DE ESTUDO

O caso de estudo diz respeito à estrutura do edifício da Biblioteca da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. É um edifício cujo projeto e construção remontam a 1995, tendo sido deste modo dimensionado pelo RESAEEP e pelo REBAP.

#### 3.1. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício encontra-se situado no campus da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, na Rua Doutor Roberto Frias. É o edifício C, o qual se pode observar sinalizado na figura 3.1.



Fig. 3.1 - Edifícios do campus da FEUP.

#### 3.2. INSPEÇÃO VISUAL AO EDIFÍCIO

Numa inspeção visual ao edifício, verificou-se que não há indícios de mau comportamento estrutural. Foram registadas fotografias do exterior do edifício, as quais se encontram nas figuras 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5. No que respeita ao interior do edifício, nem todos os elementos estruturais estão visíveis, no

entanto foram registadas algumas zonas chave, como por exemplo as caixas de escadas e elevadores, pilares e a laje fungiforme, as quais se encontram nas figuras 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11.

Conhecer com maior detalhe o estado de conservação estrutural, e até mesmo conhecer com algum detalhe a forma e a qualidade com que os elementos estruturais foram construídos, é um dado muito importante para a verificação da resistência sísmica de um edifício. Pois a segurança sísmica é assegurada por um leque de questões relacionadas com uma correta pormenorização e execução de armaduras nos elementos estruturais.

Não faz parte dos objetivos deste trabalho, a realização de trabalhos de campo que possam averiguar o real estado da estrutura. Deste modo, com base na inspeção visual, assume-se que o edifício mantém a sua integridade estrutural.



Fig. 3.2 - Alçado norte.



Fig. 3.3 - Alçado poente.



Fig. 3.4 - Alçado sul.



Fig. 3.5 - Alçado nascente.



Fig. 3.6 - Parede da caixa de escadas.

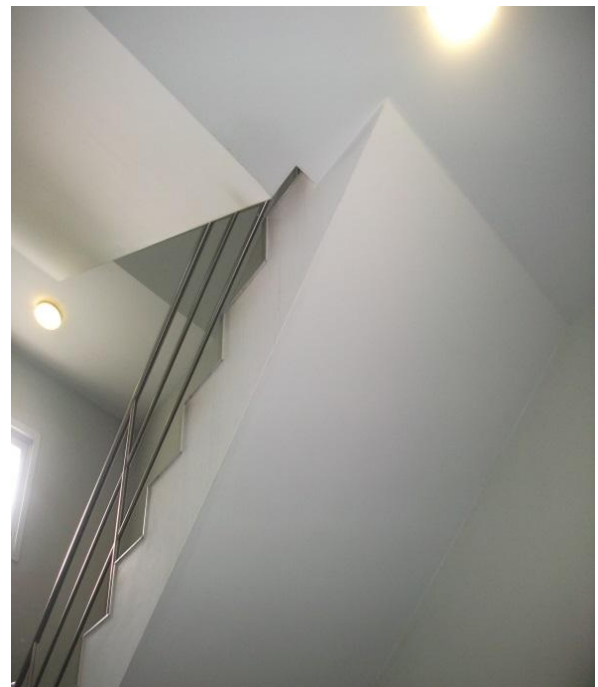


Fig. 3.7 - Escadas de serviço.



Fig. 3.8 - Pilar no piso 1 - zona técnica.



Fig. 3.9 - Pilar interior em "L".



Fig. 3.10 - Caixa de elevador.



Fig. 3.11 - Laje fungiforme aligeirada.

### 3.3. INFORMAÇÃO ESTRUTURAL

#### 3.3.1. GENERALIDADES

O edifício da biblioteca da FEUP, que possui uma área de implantação de 879,84 m<sup>2</sup>, é constituído por sete pisos e duas coberturas.



### 3.3.2. OCUPAÇÃO DO EDIFÍCIO

O rés-do-chão serve de ocupação a um dos bares da escola e a alguns serviços técnicos. No piso 1 encontra-se a receção da biblioteca, uma pequena livraria, salas de estar e alguns gabinetes técnicos. Os pisos 2, 3, 4, 5 e 6 dão ocupação à biblioteca propriamente dita, ou seja, é a zona onde se encontra o armazenamento dos livros e respetivas áreas de estudo. No piso 7 encontram-se gabinetes de trabalho individuais, alguns gabinetes técnicos e salas de reuniões. O piso 8 e 9 referem-se às coberturas do edifício, onde a primeira, serve de ocupação a alguns aparelhos técnicos, a qual ao longo deste trabalho será denominada por cobertura inferior, e a segunda possui unicamente a função de cobertura, a qual será denominada por cobertura superior.

Esta informação poderá ser melhor esclarecida com a visualização das plantas de arquitetura, que se encontram no anexo A1.

### 3.3.3. FUNDAÇÕES

O edifício está fundado em estacas de betão armado. O projeto estrutural das fundações não fez parte dos dados disponíveis para a realização deste trabalho, e devido à complexidade de factores que estão associados ao fenómeno de interação solo-estrutura, a modelação do edifício não será realizada com incorporação das estacas no modelo numérico. Assim considerou-se que seria um assunto que mereceria uma maior e melhor abordagem de matérias, as quais se desviariam do objetivo principal desta dissertação. No entanto, é necessário referir que a interação solo-estrutura pode ser muito relevante para a resistência sísmica, devido ao facto de o solo de fundação poder dissipar parte da ação do sismo.

Os resultados dos ensaios geotécnicos seguem no anexo A2, os quais serão muito úteis para a caracterização do tipo do solo segundo a EN 1998-1.

### 3.3.4. SUPERESTRUTURA

A superestrutura deste edifício é constituída por lajes aligeiradas fungiformes e por lajes maciças, que apoiam em pilares e paredes de betão armado. A periferia do edifício é constituída por vigas de betão armado. As plantas estruturais podem ser consultadas no anexo A3.

### 3.3.5. LAJES

A solução estrutural das lajes é irregular de piso para piso. Os pisos 0 e 1 são constituídos apenas por painéis de lajes aligeiradas fungiformes. Os restantes, com excepção da cobertura superior, são igualmente constituídos por painéis da laje aligeirada fungiforme, mas possuem um vazamento vertical, que se verifica do piso 2 ao piso 8, o qual possui um painel de laje maciça em todo o seu contorno. O piso da cobertura superior possui apenas dois painéis de laje maciça a cobrir parte do edifício.

Na visualização da tabela 3.1 será possível verificar a existência das diferentes tipologias estruturais dos pisos, as espessuras das diferentes lajes e as respetivas áreas em planta.

### 3.3.6. PAINÉIS DE LAJE ALIGEIRADA

Os painéis de laje aligeirada fungiforme têm 0,37 m de altura. São constituídos por nervuras, com afastamento de 0,8 m e largura média de 0,125 m. A lâmina de betão possui 0,07 m de espessura os capitéis têm 0,37 m de altura. As bandas de acerto, que se encontram no interior dos painéis, têm cerca de 0,60 m de espessura e 0,37 m de altura.

Na figura 3.12 encontra-se um pormenor tipo com as características geométricas das nervuras, que caracterizam os painéis aligeirados da laje fungiforme.

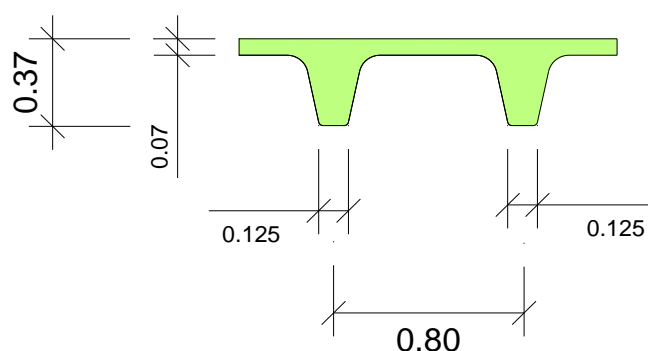


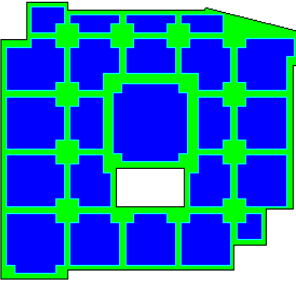




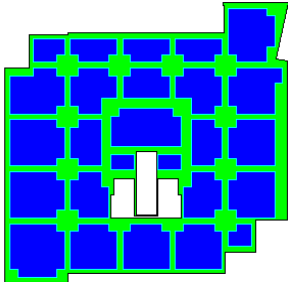




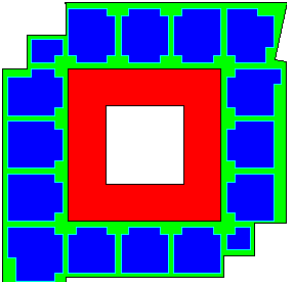






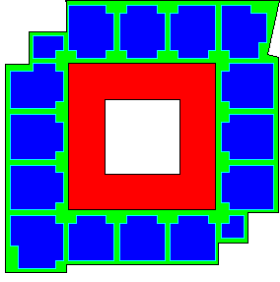






Fig. 3.12 - Características geométricas das nervuras.

### 3.3.7. PAINÉIS DE LAJE MACIÇA

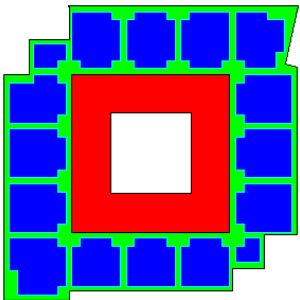






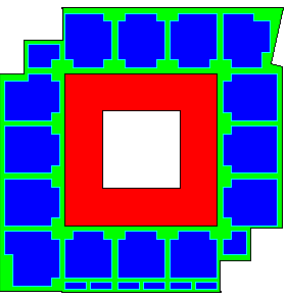






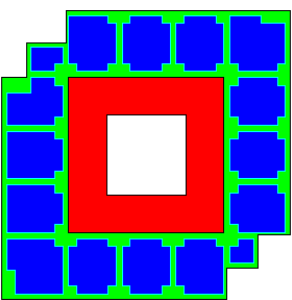






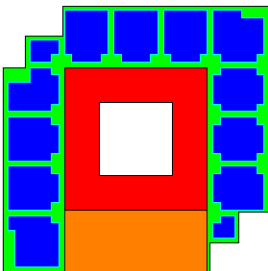








A zona de laje maciça, que faz o contorno do vazamento vertical, tem uma espessura de 0,20 m e desenvolve-se numa largura de 3,95 m em todo o perímetro. O 8º piso, que diz respeito à cobertura inferior, é constituído pela mesma laje dos pisos anteriores, mas possui um painel em laje maciça com 0,24 m de espessura, tal como é possível na tabela 3.1. O 9º piso, que diz respeito à cobertura superior é composto por dois painéis de laje maciça com 0,22 m de espessura.

Esta informação está representada na tabela 3.1, onde se realizou uma descrição mais detalhada das diferentes soluções estruturais dos pisos.

Tabela 3.1 - Características das lajes dos pisos.

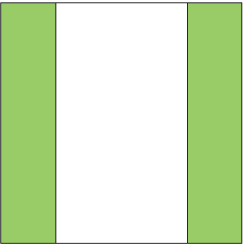


Piso	Tipo de Laje e altura correspondente	Área
 <p>Laje do piso 0.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capiteis e bandas de acerto – 37 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 430,08 m<sup>2</sup></li> <li> 203,89 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje do piso 1.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capiteis e bandas de acerto – 37 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 451,20 m<sup>2</sup></li> <li> 229,59 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje do piso 2.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capiteis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 344,96 m<sup>2</sup></li> <li> 175,89 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje do piso 3.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capiteis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 355,20 m<sup>2</sup></li> <li> 165,65 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> </ul>

(continuação da tabela 3.1)

Piso	Tipo de Laje e altura correspondente	Área
 <p>Laje do piso 4 e 5.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capitéis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 355,20 m<sup>2</sup></li> <li> 165,65 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje do piso 6.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capitéis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 363,73 m<sup>2</sup></li> <li> 157,12 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje do piso 7.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capitéis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 362,88 m<sup>2</sup></li> <li> 173,54 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> </ul>
 <p>Laje da cobertura inferior.</p>	<p>Legenda:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li> Laje fungiforme aligeirada – 37 cm</li> <li> Capitéis e bandas de acerto – 37 cm</li> <li> Laje Maciça – 20 cm</li> <li> Laje Maciça – 24 cm</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li> 291,20 m<sup>2</sup></li> <li> 141,02 m<sup>2</sup></li> <li> 179,60 m<sup>2</sup></li> <li> 104,20 m<sup>2</sup></li> </ul>



(continuação da tabela 3.1)

Piso	Tipo de Laje e altura correspondente	Área
 <p>Laje da cobertura superior.</p>	<p>Legenda:</p> <p> Laje Maciça – 22 cm</p>	<p> 282,80 m<sup>2</sup></p>

### 3.3.8. PILARES E VIGAS

Dado que se trata de um edifício com lajes fungiformes, as vigas existem apenas na periferia do edifício e na periferia do vazamento vertical. A informação relativa ao quadro de pilares encontra-se no anexo A4. A informação sobre as dimensões das seções das vigas encontra-se no anexo A5.

A informação que consta nestes anexos pode ser complementada com a informação das plantas estruturais, que constam no anexo A3, onde é visível a localização dos pilares e das vigas.

### 3.3.9. PAREDES RESISTENTES

As paredes resistentes apresentam um papel de grande importância neste edifício, pois são as que potencialmente absorverão grande parte da ação sísmica.

Tal como é possível observar na figura 3.13, existem duas zonas de maior aglomeração de paredes, logo, de maior rigidez, que correspondem aos núcleos das caixas de escadas e elevadores existentes no edifício.

Na figura 3.13 a referência de cada parede foi realizada tendo em conta o número do seu eixo, e conforme a sua posição em planta for à esquerda ou à direita. Os eixos da estrutura são melhor explicitados no ponto 4.2 do próximo capítulo.

Auxiliariamente à figura 3.13, é descrita na tabela 3.2 toda a informação relevante acerca de cada parede estrutural.

No anexo A6 encontram-se os desenhos estruturais das paredes, as quais se encontram designadas conforme as referências da figura 3.13.

Tabela 3.2 - Comprimento, espessura e desenvolvimento vertical das paredes estruturais.

Referência da Parede	Desenvolvimento vertical	Altura Total [m]	Comprimento [m]	Espessura [m]
1 DIR	Fund. - Cob. Sup.	32,75	6,30	0,20
1 ESQ	Fund. - Cob. Sup.	32,75	3,60	0,20
4	Fund. - Cob. Inf.	28,95	6,30	0,15
5	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
6	Fund. - Cob. Inf.	28,95	2,45	0,20
7 DIR	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
7 ESQ	Fund. - Cob. Inf.	28,95	1,38	0,15
8	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
10	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
11	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
12	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
14	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
15	Fund. - Cob. Inf.	28,95	1,38	0,15
17	Fund. - Cob. Inf.	28,95	1,38	0,15
19 DIR	Fund. - Cob. Sup.	32,75	6,30	0,20
19 ESQ	Fund. - Cob. Sup.	32,75	6,30	0,20
A	Fund. - Piso 2	7,2	1,90	0,20
B DIR	Fund. - Cob. Sup.	32,75	6,30	0,20
B ESQ	Fund. - Cob. Sup.	32,75	3,60	0,20
D	Fund. - Cob. Inf.	28,95	2,98	0,20
L	Fund. - Cob. Inf.	28,95	2,98	0,20
N	Fund. - Cob. Inf.	28,95	1,37	0,20
O	Fund. - Cob. Inf.	28,95	1,95	0,20
Q DIR	Fund. - Cob. Sup.	32,75	6,30	0,20
Q ESQ	Fund. - Piso 6	21,75	2,71	0,20
R	Fund. - Piso 6	21,75	1,38	0,20
S	Fund. - Piso 1	3,45	4,60	0,20

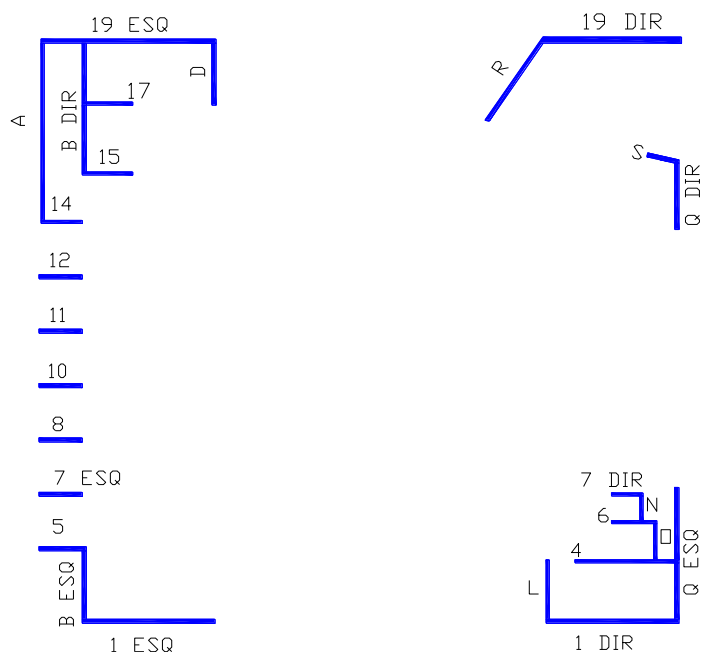


Fig. 3.13 - Paredes estruturais do edifício.

### 3.4. MATERIAIS EXISTENTES

#### 3.4.1. BETÃO

O betão utilizado foi da classe B25, agora denominado por C20/25. Este betão tem um módulo de elasticidade médio aos 28 dias de 30 MPa e uma resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 20 MPa. Considerou-se um peso volúmico de 25 kN/m<sup>3</sup>, uma massa por unidade de volume de 2,5 ton/m<sup>3</sup>, um coeficiente de Poisson de 0,2 e um módulo de resistência ao corte de 12500 MPa.

#### 3.4.2. AÇO

O aço utilizado em varões foi do tipo A500 NR e em malha sol foi do tipo A500 EL. A resistência de cálculo considerou-se igual a 435 MPa, sendo o seu módulo de elasticidade igual a 200GPa e o seu peso volúmico igual a 77 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.5. AÇÕES CONSIDERADAS

Para a modelação do edifício existente foram considerados as seguintes ações:

- Peso Próprio (PP)

Para o peso próprio foi considerado o peso volúmico do betão no valor de 25 kN/m<sup>3</sup>

- Sobrecargas (Q)

Para a determinação das sobrecargas recorreu-se à EN 1991-1-1, capítulo 6.3.

Conforme já foi descrito anteriormente, o edifício da biblioteca possui vários tipos de utilização nos diferentes pisos. Perante a descrição realizada no ponto 3.4.2 deste capítulo, os pisos 1 e 7 foram considerados uma sobrecarga do tipo C1- “ Zonas com mesas, etc; por exemplo, em escolas, cafés, restaurantes, salões de jantar, salas de leitura, receções”. Para os pisos 2, 3, 4, 5 e 6 foi considerada uma sobrecarga do tipo E1. “ Zonas de armazenamento, incluindo livros e outros documentos”. Por último, para os pisos 8 e 9 foi considerada uma sobrecarga do tipo H-“ Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.

Segundo a EN 1991-1-1, os valores característicos das sobrecargas os que constam na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores característicos da sobrecarga.

Tipo de Sobrecarga	Valor da sobrecarga [kN/m <sup>2</sup> ]
Categoria C1	3,0
Categoria E1	7,5
Categoria H	0,4

- Restantes cargas permanentes (RCP)

Para se considerar a ação das restantes cargas permanentes assumiu-se uma carga uniformemente distribuída, em todos os pisos, no valor de 2 kN/m<sup>2</sup>.

- Paredes Divisórias (P. Div.)

Para se considerar a ação das paredes divisórias, que só existem no piso 1 e 7 assumiu-se uma carga uniformemente distribuída no valor de 0,5 kN/m<sup>2</sup>.

- Paredes Exteriores (P. Ext.)

Para se considerar a ação paredes exteriores permanentes assumiu-se uma carga uniformemente distribuída de 8 kN/m, em todas as vigas da periferia do edifício, com exceção das vigas do 9, por fazerem parte da cobertura superior, as quais não suportam paredes exteriores.

Nestes casos de carga são considerados valores *standards*, que se consideram ser suficientemente conservativos para a modelação do edifício real.

### 3.6. CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO SEGUNDO A EN 1998-1

#### 3.6.1. REGULARIDADE ESTRUTURAL

No que respeita à regularidade em planta, apesar do vazamento vertical, que se verifica desde o piso 2 à cobertura inferior, considera-se que o edifício em estudo possui regularidade em planta, pelas seguintes razões:

- Considera-se que o edifício apresenta rigidez lateral e distribuição de massas aproximadamente simétricas porque a maior rigidez do encontra-se localizada nos núcleos do edifício, que estão localizados simetricamente em relação aos eixos ortogonais;
- Apesar de existirem bordos recuados, considera-se que a rigidez dos pisos no plano não é afetada por esse efeito, devido ao facto do valor do recuo ser pouco significativo na globalidade da rigidez do edifício;
- Dada a elevada rigidez dos núcleos de betão armado, é de esperar que os pisos funcionem como distribuidores de cargas horizontais, ou seja, como diafragmas rígidos, pelo que se considera que a deformação dos pisos tem um efeito reduzido na distribuição das forças entre os elementos;
- Para além disso, as dimensões em planta nos eixos ortogonais são muito aproximadas, podendo o edifício considerar-se aproximado à forma quadrangular.

No que respeita à regularidade em altura, considera-se que o edifício é regular pelas seguintes razões:

- Devido ao elevado número de paredes estruturais, espera-se que sejam as paredes os principais elementos a resistir às ações laterais do sismo. A grande maioria das paredes estruturais terminam à cota da cobertura inferior, e as paredes exteriores que definem os contornos do edifício, são contínuas da fundação ao topo do edifício. Uma vez que o topo do edifício diz respeito à cobertura superior, que é constituída apenas por dois painéis de laje maciça, a qual mobilizará pouca massa aquando da ação do sismo, considera-se que este facto não é suficiente para se considerar irregularidade em altura, assumindo que na prática o topo do edifício poderá ser considerado ao nível da cobertura inferior.
- Apesar de a partir do piso 2, existir uma redução de massa e rigidez, não se considera que essa redução seja significativa para que seja considerada irregularidade em altura. Até porque a partir do piso 2 os pisos mantêm massas e rigidezes muito semelhantes.

Não se considera que estes critérios, previstos na EN 1998-1, sejam suficientemente explícitos e condicionadores, pelo facto de não estarem associados a valores indicativos da fronteira entre a regularidade e a irregularidade.

Este facto será contornado no capítulo 5 da presente dissertação, onde será realizada uma análise à variação do coeficiente de comportamento. Esta análise irá abranger a hipótese do coeficiente de comportamento reduzido associado ao facto de a estrutura poder ser irregular em altura.

#### 3.6.2. ZONA SÍSMICA

Segundo a EN 1998-1 é necessário ter em conta as duas tipologias da ação sísmica, ação sísmica tipo I e tipo II.

Para Portugal, o Anexo Nacional da EN 1998-1, define o coeficiente da zona sísmica e a respetivo valor de referência da aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ). A figura 3.14 e 3.15 representam as zonas sísmicas para a ação sísmica tipo I e tipo II, respetivamente.

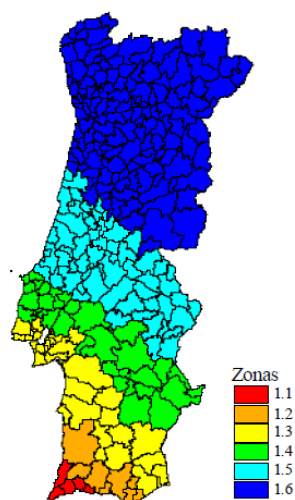


Fig. 3.14 - Coeficiente de zona sísmica - ação sísmica tipo I.

Cidade do Porto – Zona 1.6

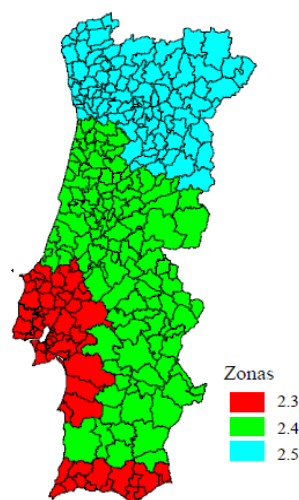


Fig. 3.15 - Coeficiente de zona sísmica - ação sísmica tipo II.

Cidade do Porto – Zona 2.5

Assim sendo, para a cidade do Porto, os valores da aceleração de referência, para as duas ações sísmicas são os que constam na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Coeficiente de zona sísmica e respetiva aceleração de referência.

	Zona sísmica	Aceleração $a_{gR}$ [ $m/s^2$ ]
Ação sísmica tipo I	1,6	0,35
Ação sísmica tipo II	2,5	0,8

### 3.6.3. TIPO DE TERRENO

Conforme é possível verificar nos dados dos ensaios geotécnicos, que se encontram no anexo A2, foram realizados ensaios  $N_{SPT}$  aos terrenos em que está fundada a biblioteca. Foram analisadas duas zonas, a zona S20 e a zona S21, que correspondem aos limites da implantação do edifício.

O ensaio, na zona do S20, revela que para o estrato de maior dimensão, que varia entre os 0,8 m e os 9 m de profundidade, o número de pancadas, na segunda fase do ensaio  $N_{SPT}$ , foram entre as 10 e as 22,

respetivamente. A partir dos 9 m de profundidade e até aos 13,5 m, as pancadas aumentam para 43 e 68, respetivamente.

No que respeita à zona S21, entre os 0,8 m e os 7,5 m de profundidade foram necessárias entre 8 e 51 pancadas, respetivamente. A partir dos 7,5 m e até cerca dos 12 m de profundidade o ensaio manteve-se constante nas 60 pancadas.

Analisando os ensaios  $N_{SPT}$ , considerou que o número de pancadas entre os 15 e os 50, que são as que melhor caracterizam os estratos mais influentes, que são aqueles que existem em maior espessura nos cortes estratigráficos.

Desta forma, e segundo a tabela 2.2 do anterior capítulo, dos vários tipos de terreno disponíveis na EN 1998-1, considerou-se que se trata de um terreno tipo C, com um número de pancadas entre os 15 e 50 através do ensaio  $N_{SPT}$ .

#### 3.6.4. COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

Tal como já foi referido no capítulo 2 da presente dissertação, a EN 1998-1 define uma variada gama de coeficientes de comportamento, que são dependentes de várias tipologias estruturais.

Devido à existência de um elevado número de paredes estruturais, é intuitivo afirmar que se está perante um sistema estrutural definido por sistema de paredes.

Segundo a norma, sistema de paredes, é um sistema no qual a resistência, tanto às ações verticais como laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturas verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifícios é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

Nesse sentido, a presente norma faz então distinção entre sistema de paredes não acopladas e sistema de paredes acopladas. Por definição, parede acoplada, é um elemento estrutural constituído por duas ou mais paredes simples, ligadas de modo regular por vigas de ductilidade adequada (“vigas de acoplamento”), capaz de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base de cada parede, obtidos se cada uma funcionasse individualmente.

Nos desenhos estruturais das paredes estruturais, os quais se apresentam no anexo A6, não são visíveis vigas de acoplamento, pelo que se considera ser um sistema de paredes não acopladas.

Assim sendo, o valor de coeficiente de comportamento utilizado nesta fase da modelação foi calculado através da expressão (3.1), a qual já foi devidamente explicada no capítulo 2 do presente trabalho.

$$q = q_0 \times k_w \quad (3.1)$$

Para sistemas de paredes com paredes não acopladas, o coeficiente  $q_0$  assume o valor de 3,0, conforme se pode constatar na tabela 2.3.

O valor de  $k_w$  é igual a  $\frac{1+\alpha_0}{3}$ , e  $\alpha_0$  é a esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural, ou seja:

$$\alpha_0 = \frac{\sum hwi}{\sum lwi} \quad (3.2)$$

Em que:

$h_{wi}$  - altura da parede i

$l_{wi}$  - comprimento da secção da parede i

De forma a se quantificar o valor de  $\alpha_0$ , determinou-se o comprimento em planta de cada uma das paredes resistentes do edifício, os quais já foram descritos na tabela 3.2. No que respeita à altura da parede, foi considerado o valor médio dos vários pés-direitos dos pisos, os quais vêm apresentados abaixo.

1º piso – 3,45 m ; 2º e 3º piso – 3,75 m ; 4º, 5º, 6º 7º e 8º piso – 3,60 m ; 9º piso – 3,80 m

O valor médio assume é de 3.64 m.

Na tabela 3.5 é exposto o comprimento e altura média por piso, das paredes estruturais.

$$\alpha_0 = \frac{\sum hwi}{\sum lwi} = \frac{98,28}{84,36} = 1,17$$

$$k_w = \frac{1 + 1,17}{3} = 0,72$$

Por fim, chega-se ao valor do coeficiente de comportamento:

$$q = 3,0 \times 0,72$$

$$q = 2,2$$



Tabela 3.5 - Comprimento e altura média por piso das paredes estruturais.

Referência da Parede	Comprimento $l_{wi}$ [m]	Altura por piso $h_{wi}$ [m]
1 DIR	6,30	3,64
1 ESQ	3,60	3,64
4	6,30	3,64
5	1,90	3,64
6	2,05	3,64
7 DIR	1,90	3,64
7 ESQ	1,38	3,64
8	1,90	3,64
10	1,90	3,64
11	1,90	3,64
12	1,90	3,64
14	1,90	3,64
15	1,38	3,64
17	1,38	3,64
19 DIR	6,30	3,64
19 ESQ	6,30	3,64
A	1,90	3,64
B DIR	6,30	3,64
B ESQ	3,60	3,64
D	2,98	3,64
L	2,98	3,64
N	1,37	3,64
O	1,95	3,64
Q DIR	6,3	3,64
Q ESQ	2,71	3,64
R	1,38	3,64
S	4,60	3,64
$\Sigma=$	<b>84,36</b>	<b>98,28</b>

### 3.6.5. CLASSE DE DUCTILIDADE

A análise deste edifício será realizada considerando que a estrutura pertence à classe de ductilidade média (DCM), que corresponde às estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com disposições antissísmicas específicas, que permitem que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico, sem que se verifiquem roturas frágeis.

## 3.6.6. CLASSE DE IMPORTÂNCIA

No que respeita ao coeficiente de importância, conforme descrito na tabela 2.5 do capítulo 2, este edifício pertence à classe de importância tipo III. Pertence ao grupo dos “Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associados ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.”. Os valores do coeficiente de importância, associado à classe de importância III, para um edifício localizado no continente, são os que constam na tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Coeficiente de importância.

	Coeficiente de importância
Ação sísmica tipo I	1,45
Ação sísmica tipo II	1,25

O coeficiente de importância deve ser multiplicado à aceleração máxima de referência ( $a_{gR}$ ), de forma a se obter o valor de cálculo da aceleração máxima de referência ( $a_g$ ), que é o valor de aceleração que é usado na quantificação dos valores dos espectros de resposta.

Desde modo, multiplicando os valores da tabela 3.4, pelos respectivos coeficientes de importância, obtém-se as acelerações de cálculo para a ação sísmica tipo I e tipo II é o que consta na tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Aceleração de cálculo.

	Aceleração de cálculo $a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]
Ação sísmica tipo I	0,51
Ação sísmica tipo II	1,00

## 3.6.7. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Como já foi referido anteriormente, a ação sísmica vem definida e caracterizada por espectros de resposta elásticas ou de cálculo. Esses espectros de resposta são definidos por parâmetros, que estão diretamente ligados com o tipo de terreno no qual o edifício está fundado. Tal como já foi referido no anterior capítulo, os parâmetros definidores do espectro de resposta são os seguintes:  $S_{máx}$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$

Para o terreno tipo C, o Anexo Nacional da EN 1998-1, atribui os valores definidores do espectro de resposta, que constam na tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Parâmetros definidores do espectro de resposta.

	Terreno	$S_{\max}$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
Ação sísmica tipo I	C	1,6	0,10	0,60	2,0
Ação sísmica tipo II	C	1,6	0,10	0,25	2,0

Considerando os parâmetros definidos na tabela 3.8, foram determinados os espectros de resposta com base nas expressões 2.10, 2.11, 2.12 e 2.13. Os parâmetros usados na quantificação dos espectros de resposta de cálculo, encontram-se na tabela 3.9 e 3.10. Os espectros de resposta foram definidos até ao período de 4 segundos. Os resultados detalhados encontram-se no anexo A7.

Tabela 3.9 – Parâmetros usados na quantificação do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo I.

Ação Sísmica Tipo I	
$a_{gr}$ [ $m/s^2$ ]	0,35
Coeficiente de importância	1,45
$a_g$ [ $m/s^2$ ]	0,51
$S_{\max}$	1,60
$T_B$ [s]	0,10
$T_C$ [s]	0,60
$T_D$ [s]	2,00
Coeficiente de comportamento	2,20

Tabela 3.10 - Parâmetros usados na quantificação do espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo II.

Ação Sísmica Tipo II	
$a_{gr}$ [ $m/s^2$ ]	0,80
Coeficiente de importância	1,25
$a_g$ [ $m/s^2$ ]	1,00
$S_{\max}$	1,60
$T_B$ [s]	0,10
$T_C$ [s]	0,25
$T_D$ [s]	2,00
Coeficiente de comportamento	2,20

A representação gráfica dos espectros de resposta, para ação sísmica tipo I e tipo II, é a que se apresenta na figura 3.16.

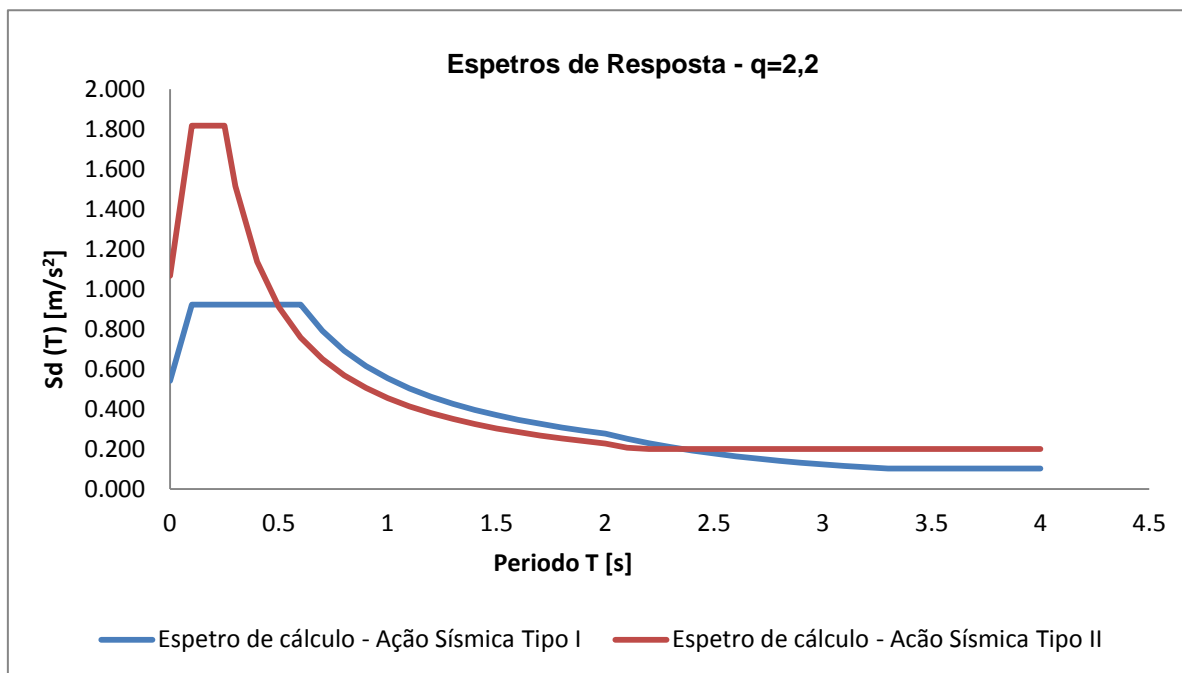


Fig. 3.16 - Espectros de resposta para a ação sísmica tipo I e tipo II.

Verifica-se que para valores de período inferiores a 0,5 segundos, a ação sísmica tipo II é mais gravosa que a ação sísmica tipo I. No entanto no intervalo entre [0,5; 2,5] segundos, a situação inverte-se, e é a ação sísmica tipo I a mais gravosa. A partir sensivelmente dos 2,5 segundos a ação sísmica tipo II volta a ser superior à ação sísmica tipo I, e ambas começam manter-se constantes.

# 4.

## MODELAÇÃO NUMÉRICA

### 4.1. PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO UTILIZADOS

A modelação numérica do edifício em estudo, foi realizada através da realização de um modelo tridimensional. Esta modelação foi realizada em dois programas distintos, o ROBOT e o SAP2000. Ambos são potentes programas de cálculo automático que efetua a análise de estruturas pelo método dos elementos finitos.

O ROBOT proporciona aos engenheiros de estruturas capacidades avançadas de simulação e análise de construção de estruturas grandes e complexas. Oferece um fluxo de trabalho homogéneo, possibilitando a execução rápida da simulação e da análise de uma grande diversidade de estruturas.

O SAP2000 permite modelações tridimensionais com recurso a ferramentas de desenho, como o AutoCAD, tornando intuitivo e sofisticado o interface entre o programa e o usuário. Este programa é denotado pela sua versatilidade e pelos potentes motores de cálculo, que permitem que o tempo das análises seja bastante diminuído.

### 4.2. CONFIGURAÇÕES INICIAIS

Para a realização deste trabalho, dispôs-se dos seguintes dados:

- Plantas estruturais dos pisos;
- Tabela de pilares;
- Pormenores construtivos das vigas
- Cortes longitudinais das paredes estruturais;
- Plantas com a solução de armaduras e pormenorização das lajes;
- Resultados dos ensaios geotécnicos realizados aos terrenos da fundação do edifício.

O passo inicial, para a realização da modelação numérica, é a definição de uma grelha com os eixos pelos quais será realizada a inserção da estrutura. Em ambos os programas a inserção dos elementos estruturais é realizada pelo seu centro de gravidade.

O comando de inserção de uma estrutura por meio de uma grelha, definida em X, Y e Z, previamente definida, é uma ferramenta muito útil, que permite a homogeneização de todo o trabalho, sendo garantido maior controle na inserção dos elementos estruturais tridimensionais. Ambos os programas possuem essa potencialidade, o qual foi devidamente usada neste trabalho.

A grelha definida pelos centros de gravidade dos elementos, é a que se representa na figura 4.1.

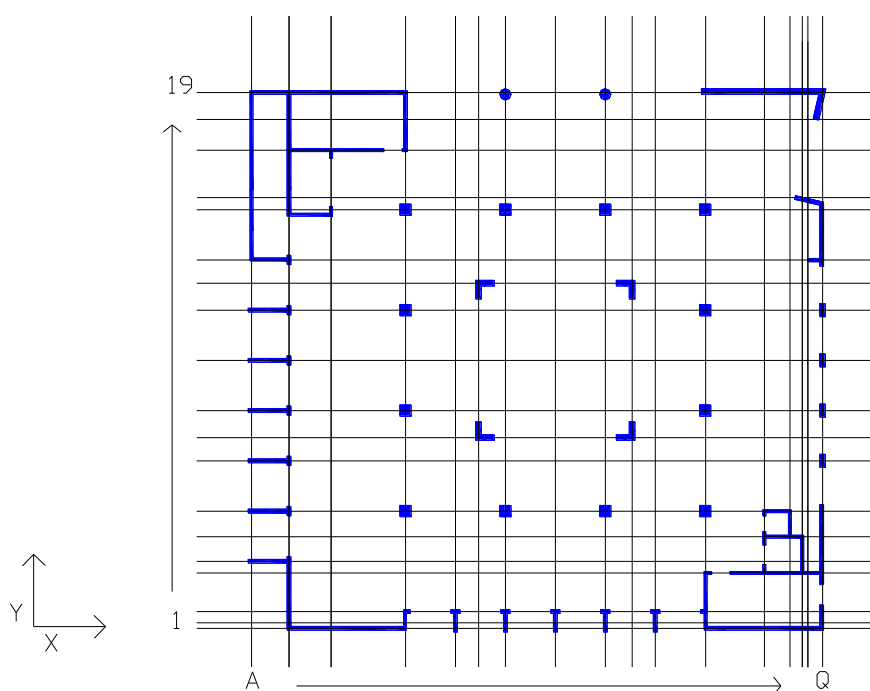


Fig. 4.1 - Eixos principais da estrutura comuns aos programas.

As coordenadas dos eixos, ao longo do eixo X, Y e Z são definidas na tabela 4.1. As direcções X e Y são coincidentes com o sistema de eixos representado na figura 4.1. A direcção Z diz respeito ao desenvolvimento vertical do edifício.

Ao longo da direcção X os eixos foram denominados de A a Q, e ao longo da direcção Y foram denominados de 1 a 19.

Todas as referências que ao longo deste trabalho englobem as direcções X, Y e Z, são baseadas nos eixos globais da estrutura, os quais se encontram representados na figura 4.1.

Tabela 4.1 - Valores das coordenadas dos eixos da estrutura, nas direções X, Y e Z.

X		Y		Z	
Referência	Coordenada [m]	Referência	Coordenada [m]	Referência	Coordenada [m]
A	0	1	0	1	0
B	2	2	0,3	2	3,45
C	4,28	3	0,9	3	7,2
D	8,3	4	2,98	4	10,95
E	11	5	3,6	5	14,55
F	12,25	6	4,93	6	18,15
G	13,7	7	6,3	7	21,75
H	16,4	8	9	8	28,95
I	19,1	9	10,25	9	32,75
J	20,55	10	11,7		
K	21,8	11	14,4		
L	24,5	12	17,1		
M	27,7	13	18,55		
N	29,08	14	19,79		
O	29,75	15	22,5		
P	30,15	16	23,16		
Q	30,8	17	25,85		
		18	27,35		
		19	28,8		

Antes de se começar a inserir os elementos estruturais, deve ser realizada a definição de todas as características gerais do projeto, que se pretendem criar na modelação. Deste modo, foram definidos os seguintes parâmetros:

- Unidades de dimensões de secções, esforços, deslocamentos, etc;
- Definição dos materiais. Ambos os programas disponibilizam uma base de dados correspondente aos Eurocódigos portugueses;
- Definição dos regulamentos pelos quais se quer efetuar a modelação numérica e respetivas análises.

### 4.3. MATERIAIS

Como já foi referido no Capítulo 3, o betão utilizado neste projeto foi o B25, agora denominado por C20/25.

No ROBOT foi necessário a criação de alguns materiais adicionais. Estes materiais possuem características de resistência mecânica iguais às do C20/25, mas possuem algumas propriedades diferentes. A razão dessas propriedades resulta das soluções de modelação numérica adotadas, as quais irão ser descritas mais adiante neste trabalho. Ficam, no entanto, descritos os materiais definidos no programa ROBOT:

- Material principal: C20/25;
- Material de barra rígida, denominado por C20/25-R;
- Material de bandas de acerto, denominado por C20/25-B;
- Material de densidade nula, denominado por C20/25-0.

Neste programa, a definição dos materiais é realizada ao nível do menu “Tools - Job Preferences”.

A modelação no SAP2000 exigiu apenas a definição de dois materiais, o material principal, o C20/25, e o material de barra rígida. A definição e criação de novos materiais é realizada ao nível do menu “Define - Materials”.

A modelação dos materiais foi realizada, em ambos os programas, com as características referidas na tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Materiais utilizados na modelação numérica.

Material	E [MPa]	G [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$f_{ck}$ [MPa]
C20/25	30000	12500	25,0	20,0
C20/25-R	30000000	12500	0	20,0
C20/25-B	30000	12500	17,1	20,0
C20/25-0	30000	12500	0	20,0

Em que,

E - módulo de elasticidade aos 28 dias;

G - resistência ao corte;

$\gamma$  - densidade volúmica;

$f_{ck}$  - resistência característica do betão ao fim de 28 dias.



#### 4.4. MODELAÇÃO DE VIGAS E PILARES

Posteriormente à definição do material, procede-se à criação das várias secções de vigas e pilares existentes. Estes elementos são modelados como elementos de barra. É importante que os materiais já estejam inseridos, pois a cada secção que se cria, associa-se automaticamente o material desejado.

No ROBOT a inserção das secções realiza-se ao nível do menu “*Geometry – Properties - Sections*”. No SAP 2000 a criação dos elementos de barra realiza-se ao nível do menu “*Define - Section Properties - Frame Section*”.

Apesar de os pilares terem secção variável em altura, a sua forma geométrica mantém-se maioritariamente constante em altura. No entanto, existe um pilar com forma de T, entre a fundação e o piso 6, e que posteriormente até à cobertura inferior, assume um formato retangular. Devido ao facto de ser um pilar com dimensões consideráveis, o eixo geométrico da secção em T é localmente diferente do da secção retangular, criando um desfasamento entre os dois eixos de gravidade. Para solucionar esse desfasamento, decidiu-se modelar a ligação entre os dois eixos através da introdução de barras rígidas, as quais unem os dois eixos dos pilares na mudança de secção.

Neste contexto, torna-se necessário introduzir o conceito de barra rígida, o qual está associado ao material de barra rígida, já introduzido no ponto anterior. Entende-se por barra rígida, uma barra com dimensões de 1x1 m, com densidade nula e rigidez muito elevada. A barra com estas características irá simular a correcta ligação entre os elementos.

As figuras 4.2 e 4.3 representam a solução adotada com a barra rígida no SAP2000 e no ROBOT, respetivamente.

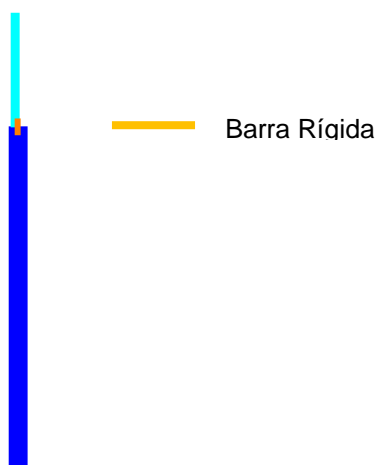


Fig. 4.2 - Pormenor da barra rígida no SAP2000.

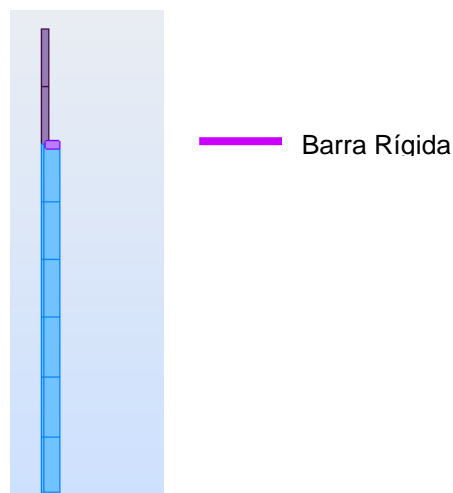


Fig. 4.3 - Pormenor da barra rígida no ROBOT.

## 4.5. MODELAÇÃO DAS LAJES

### 4.5.1. AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (ROBOT)

Na modelação numérica do edifício em estudo, as lajes foram modeladas como elementos de casca.

No ROBOT, a modelação de lajes maciças é realizada através de painéis homogéneos, de altura constante. Esta propriedade está disponível no menu “Geomety – Properties - Thickness”.

Relativamente às lajes fungiformes o ROBOT permite a inserção de uma tipologia de laje com as características da laje fungiforme real. Para tal, basta no menu *Thickness* optar por um painel “*orthotropic*” e escolher aquele que mais se adequa. Nesta modelação, a tipologia que mais se adequa é do tipo: “*one - sided, birectonal ribs*”. Na figura 4.4 é possível visualizar a solução de laje adotada.

A inserção desta laje apenas modela as zonas aligeiradas da laje fungiforme.

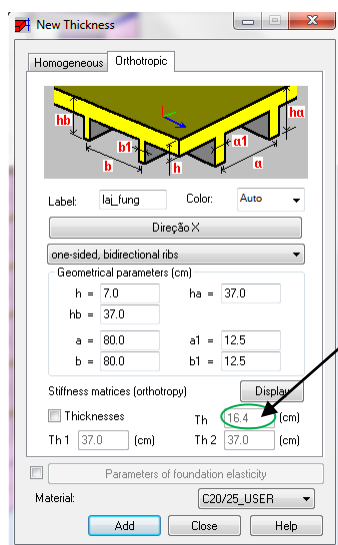


Fig. 4.4 - Pormenor da laje “*one - sided, birectonal ribs*” no ROBOT.

Após a inserção das características geométricas da laje, o ROBOT converte essas características, em alturas equivalentes, de inércia e de peso, de uma laje maciça com desenvolvimento de um metro. São essas alturas que o programa usa internamente no cálculo. É possível visualizar a altura de peso, que internamente foi determinada para equivaler à laje real, a qual se encontra sinalizada na figura 4.4. No que respeita à altura equivalente de flexão, esta não é demonstrada.

Apesar desta ferramenta, a laje fungiforme não fica completamente modelada, pois é necessário modelar as zonas maciças, ou seja, as bandas de acerto e os capitéis. A solução adotada, para completar a modelação das lajes, foi modelar os capitéis como painéis de lajes maciça, e as banas de acerto como elementos de barra. Esta foi a solução, que se considerou ser a que levava a uma modelação numérica mais rápida e eficaz. Pois caso contrário, seria necessário criar um eixo, na grelha

de inserção da estrutura, para cada contorno dos capitéis, resultando numa grelha muito densa e dificultando todo o processo de modelação.

Com a inserção das bandas de acerto como elementos de barra surge um problema sobreposição de massa, devido ao facto de os elementos de barra se sobreporem aos painéis de laje fungiforme.

Nas figuras 4.5 e 4.6 é possível verificar mais facilmente essa zona de sobreposição, comparando duas visualizações do mesmo piso. Na da figura 4.5 apenas se visualizam os painéis, e na figura 4.6 visualizam-se os painéis com as bandas de acerto sobrepostas.

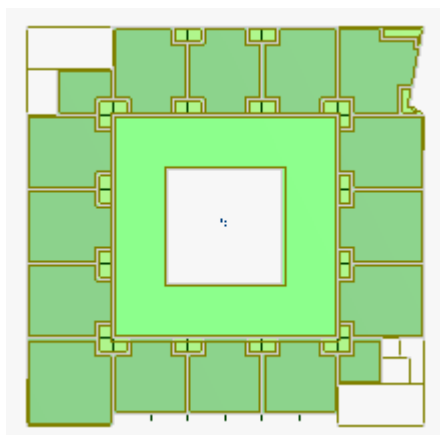


Fig. 4.5 - Planta de uma laje de piso apenas com painéis.

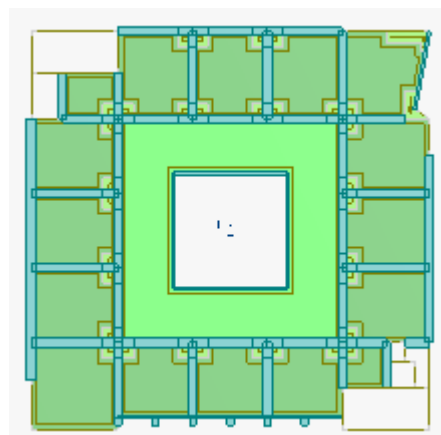


Fig. 4.6 - Vista de uma laje de piso com painéis e bandas de acerto.

A solução foi quantificar uma densidade de um material, diferente da densidade do C20/25, que representasse a diferença de peso associada a essa sobreposição.

Assim sendo, os cálculos realizados para determinar essa densidade foram os seguintes:

Analisando a figura 3.12, a qual apresenta as características geométricas das nervuras, determinou-se a área da secção de laje por metro, da seguinte forma;

- Área da secção em T:

$$0,8 * 0,07 + 0,125 * 0,3 = 0,0935 \text{ m}^2$$

- Área equivalente de laje por metro (área de secção em T/ afastamento das nervuras):

$$\frac{0,0935}{0,8} = 0,1169 \text{ m}^2/\text{m}$$

- Área equivalente por metro, da banda de acerto:

$$1 * 0,37 = 0,37 \text{ m}^2/\text{m}$$

Desta forma, considerando que a laje está definida com o material C20/25 com uma densidade de 25 kN/m<sup>3</sup>, a densidade das dandas de acerto, terá que ser a seguinte:

$$\text{Peso da banda}/\text{m} - \text{Peso do painel } / \text{m} = \text{Peso "X" da banda}/\text{m}$$

$$(1 * 0,37 * 25) - (0,1169 * 25) = 1 * 0,37 * X$$

$$X = 17,10 \text{ kN}/\text{m}^3$$

Assim, modelou-se um betão com as características mecânicas do betão C20/25, mas com uma densidade igual a 17,10 kN/m<sup>3</sup>. Este material foi denominado por C20/25-B, o qual é possível consultar na tabela 4.2 do presente capítulo.

Para melhor se modelar o efeito de ligação entre as bandas de acerto e os capitéis, optou-se por prolongar as mesmas até ao eixo do capitel. Este facto acarreta igualmente a criação de um novo material. Neste caso, os troços de barra que se sobrepõem ao painel foram modelados com um material de densidade nula, e com iguais características mecânicas do material C20/25. Este material foi denominado por C20/25-0, o qual é possível consultar na tabela 4.2.

No que respeita ao modelo de cálculo dos painéis, mais adiante neste trabalho serão analisadas as diferenças entre considerar os painéis de laje com a sua rigidez real e considerar que funcionam como diafragma rígido. No entanto, nesta fase da modelação considerou-se que os pisos têm comportamento de diafragma rígido, ou seja, os pisos foram modelados com rigidez infinita no plano, levando a que estes funcionem como um corpo rígido.

#### 4.5.2. SAP2000

No que respeita à modelação no SAP2000, todos elementos foram definidos como elementos de casca. O SAP2000 possui um elevado interface com o AutoCAD, onde é possível, gerar uma malha de elementos finitos e atribuir-lhes diretamente uma dada referência, conforme eles pertençam à zona maciça ou à zona aligeirada. Com este método obtém-se, para cada piso, a atribuição da secção às diferentes zonas dos pisos, ao mesmo tempo que se gera a malha de elementos finitos.

Apesar de neste trabalho o interface com o AutoCAD ter sido usado apenas para modelar os pisos, é de salientar que esta ferramenta foi muito útil, pois permitiu poupar muito tempo na modelação numérica.

A figura 4.7 representa um piso modelado no SAP2000, onde é possível verificar a existência de apenas elementos de casca.

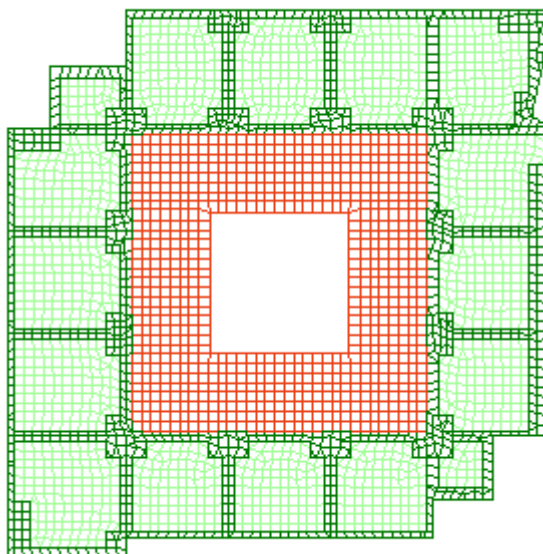


Fig. 4.7- Modelação de um piso no SAP2000.

Relativamente à definição das secções, é realizada ao nível no menu “*Define - Section Properties - Area Sections*”. No SAP2000 os elementos de casca são modelados com uma altura de “*bending*” (altura de flexão) e uma altura de “*membrane*” (altura de peso para ações de membrana). Ou seja, é indiferente se tratarem de lajes aligeiradas ou maciças, pois o utilizador deve sempre introduzir manualmente essas alturas.

Sempre que se tratarem de lajes maciças a altura de flexão é igual à altura de peso. No entanto, quando se tratam de lajes aligeiradas, é necessário realizar previamente uns cálculos, que permitam determinar uma altura equivalente de flexão e de peso.

Nesta caso em particular, por se tratar de uma laje ortotrópica bidirecional, a determinação manual dessas alturas fica dificultada, devido ao facto de as duas direções da laje estarem sempre envolvidas em simultâneo nos esforços de flexão e nos esforços de membrana.

De forma a não se assumir a simplificação de se considerar uma laje unidirecional, decidiu-se assumir os valores que o ROBOT utiliza internamente. Para tal, começou-se por realizar algumas análises em que fosse possível comprovar que o algoritmo usado pelo ROBOT é o correto.

Começou-se por modelar no ROBOT, uma laje unidirecional “*one - sided, unidirectional ribs*”, associada a um caso simples, o qual possui as seguintes características:

- Dimensões de 5x1 m (forçosamente com funcionamento unidirecional);
- Material C20/25;
- Apoios simples nos bordos de menor dimensão;
- Malha de com elementos finitos de quatro nós de 0,25x0,25m;
- Carga unitária uniformemente distribuída por todo o painel.

A figura 4.8 representa a modelação desse painel no ROBOT:

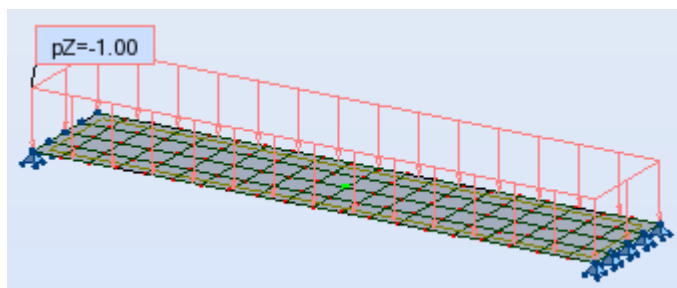


Fig. 4.8 - Modelação do painel 5x1.

Após se realizar a análise, verificou-se que o valor do deslocamento a meio vão, é de 0,000222 m.

Para validar este valor recorreu-se à formula teórica, de flexão de vigas simplesmente apoiadas, em que o deslocamento a meio vão é dado por:

$$\delta = \frac{5pL^4}{384EI} \quad (4.1)$$

Em que:

p - valor da carga uniformemente distribuída [kN/m];

L - vão do painel [m];

E - módulo de elasticidade do betão C20/25 [MPa];

I - inércia por metro de laje [m<sup>4</sup>].

Tratando-se de um comportamento unidirecional, a determinação da inércia, por metro de laje, fica simplificada à determinação inércia da secção em T, dividida pelo afastamento entre nervuras.

Com as dimensões referidas na figura 3.12, determinou-se em AutoCAD a inércia da secção T, que é a seguinte:

$$I_T = 0,001 \text{ m}^4$$

A inércia equivalente por metro, com o afastamento entre nervuras de 0,8 m, é de:

$$I/m = \frac{0,001}{0,8} = 0,00125m^4/m$$

Finalmente, para uma carga unitária uniformemente distribuída e vão de 5 m, o valor teórico do deslocamento a meio vão é de:

$$\delta = \frac{5 * 1 * 5^4}{384 * 30 * 10^6 * 0,00125}$$

$$\delta = 0,000217m$$

Perante este resultado, considera-se validada a metodologia de cálculo para lajes fungiformes unidireccionais, utilizada pelo ROBOT, pois o erro relativo associado a este cálculo foi de 0,000005. Sabendo que este programa calcula corretamente as alturas equivalentes de um painel unidirecional, decidiu-se assumir, por simplificação, que este também determina corretamente as alturas equivalentes de uma laje ortotrópica bidirecional.

No sentido de se determinar quais as alturas que o ROBOT considera, para o tipo de laje bidirecional do edifício em estudo, procedeu-se à análise de dois painéis modelados de forma igual no SAP2000 e no ROBOT. As características desses painéis são as seguintes:

- Dimensões de 6x6 m;
- Material C20/25;
- Apoios de encastramento nos quatro bordos;
- Malha de com elementos finitos de quatro nós de 0,25x0,25 m;
- Carga unitária uniformemente distribuída por todo o painel.

No ROBOT, foi modelado o painel bidirecional com as características da laje real, e o no SAP2000 foi modelado um painel com altura de peso igual aos 0,164 m, determinados pelo ROBOT.

A figura 4.9 representa a modelação desse painel.

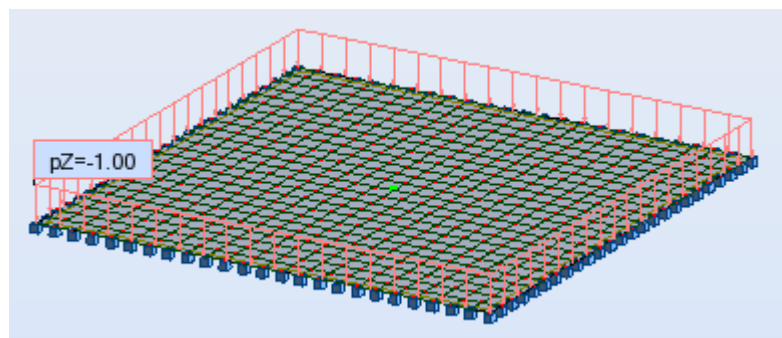


Fig. 4.9 - Modelação do painel 6x6.

A determinação das alturas passou por um processo iterativo no qual se foi variando a altura de flexão do painel no SAP2000 até se chegar ao valor de deslocamento ocorrido a meio vão, no programa ROBOT. Com este processo, foi possível concluir que a altura de flexão que o ROBOT considera é de 0,232 m.

No SAP2000, os painéis de laje aligeirada, foram então modelados com as seguintes alturas:

- Altura de flexão: 0,232 m
- Altura de peso: 0,164 m

As bandas de acerto e capitéis, por serem modelados como lajes maciças, foram introduzidos com altura de peso e flexão iguais:

- Altura de flexão: 0,37 m
- Altura de peso: 0,37 m

Relativamente ao modelo de cálculo dos pisos, foi adotado igualmente o modelo de diafragma rígido.

A modelação dos pisos é a principal diferença nos dois modelos numéricos, pois como já foi referido, no ROBOT as bandas de acerto foram substituídas por elementos de barra. Ao longo desta dissertação, mais precisamente na divulgação de resultados, será possível discutir se esse facto acarreta diferenças significativas nos resultados.

#### **4.6. MODELAÇÃO DAS PAREDES**

As paredes de betão armado foram igualmente modeladas como elementos de casca. A introdução destes elementos é igual à introdução das lajes maciças, os quais possuem altura de peso e flexão igual à espessura da parede a modelar.

As figuras 4.10 e 4.11 são imagens 3D das paredes modeladas no SAP2000 e ROBOT, respetivamente.



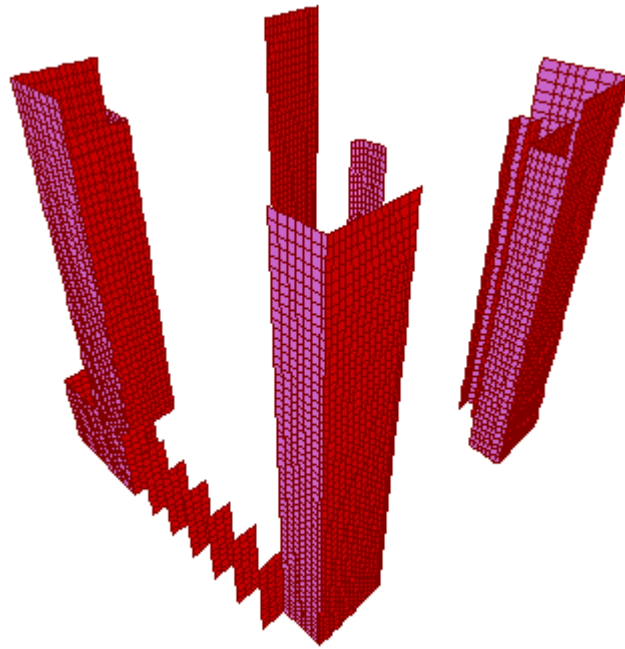


Fig. 4.10 - Modelação 3D das paredes no SAP2000.

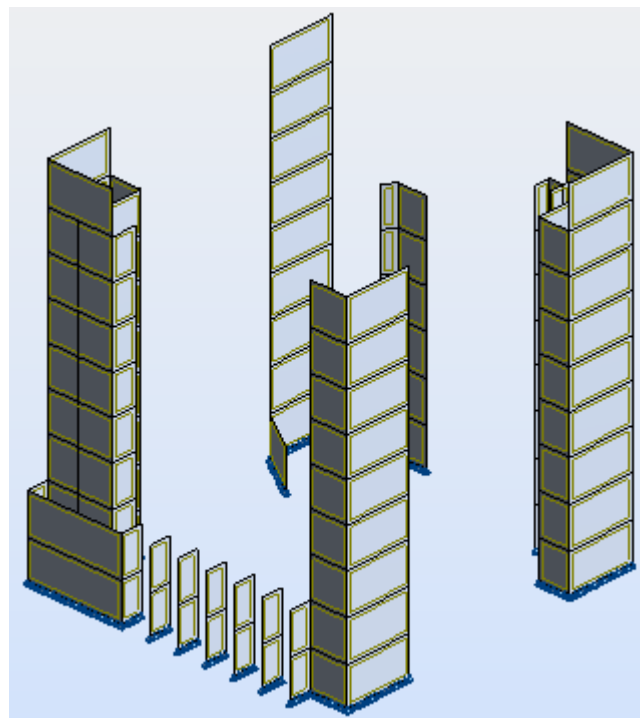


Fig. 4.11 - Modelação 3D das paredes no ROBOT.

#### 4.7. MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

No ROBOT, a malha de elementos finitos foi realizada através do gerador automático que o programa disponibiliza. Foram escolhidos elementos finitos de quatro nós com as dimensões de 0,5x0,5 m. O gerador automático do ROBOT foi uma ferramenta fundamental onde foi possível criar, de forma rápida, uma malha homogênea de elementos finitos, sem ter que ser feito qualquer tipo de interface com outra aplicação.

No SAP2000, tal como já foi oportuno referir no ponto 4.5.2, a malha de elementos finitos dos pisos foi gerada automaticamente em AutoCAD, igualmente com elementos regulares de quatro nós com dimensões aproximadas de 0,5x0,5 m. A malha das paredes de betão armado foi gerada posteriormente, através de um comando definido no menu “*Edit - Edit Areas - Divid Areas*”, que permitiu gerar a malha das paredes através do reconhecimento dos nós da malha dos pisos, garantindo-se assim a correta união de todos os nós dos elementos finitos.

O aspeto geral da malha de elementos finitos é o que se segue nas figuras seguintes (4.12 a 4.17):

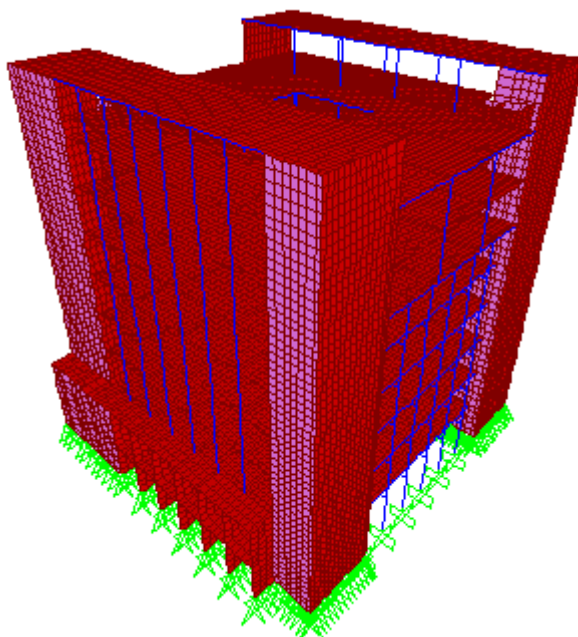


Fig. 4.12- Imagem 3D do edifício com a malha de elementos finitos no SAP2000.

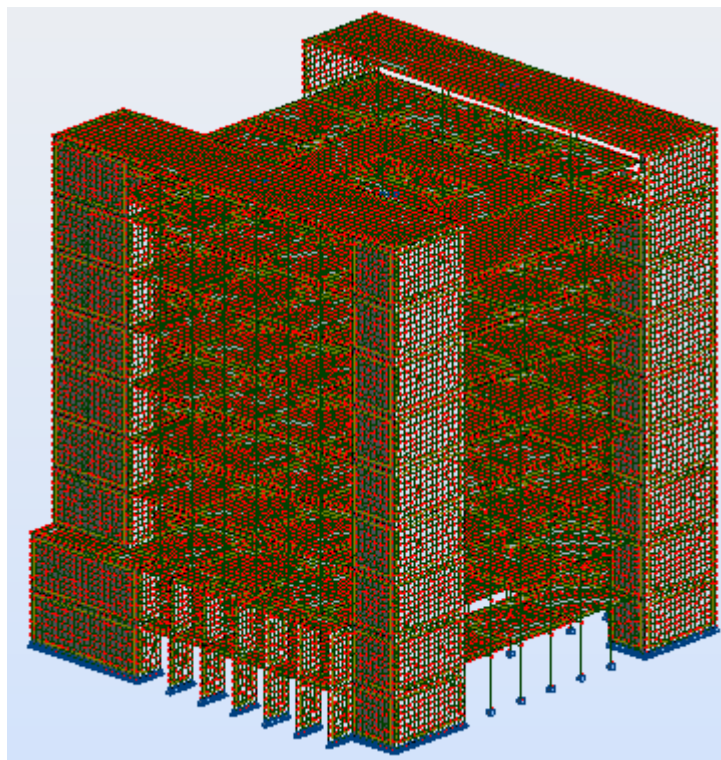


Fig. 4.13 - Imagem 3D do edifício com a malha de elementos finitos no ROBOT.

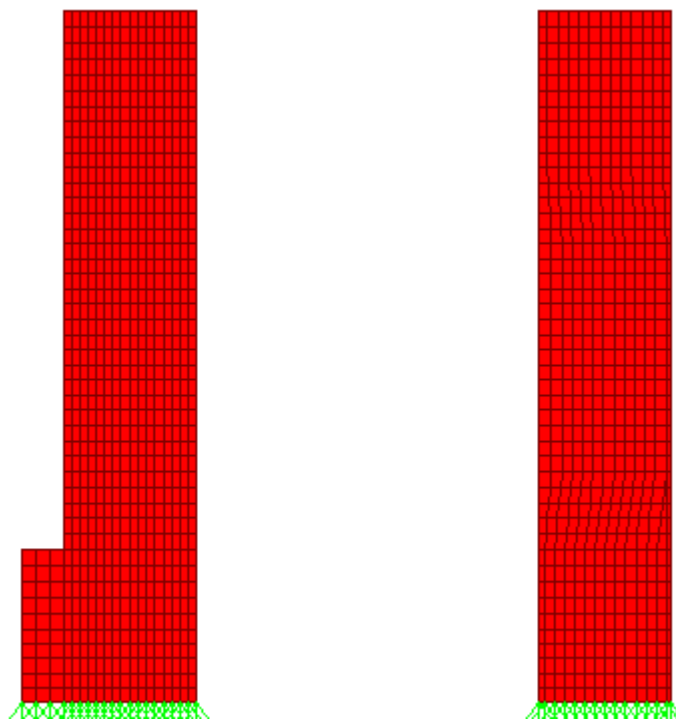


Fig. 4.14 - Malha de elementos finitos das paredes no SAP2000.

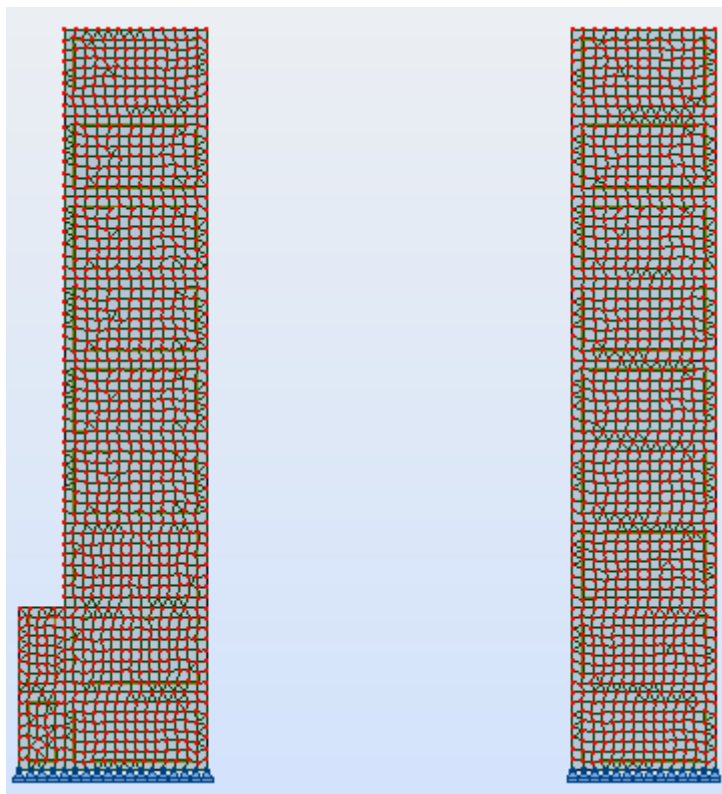


Fig. 4.15 - Malha de elementos finitos das paredes no ROBOT.

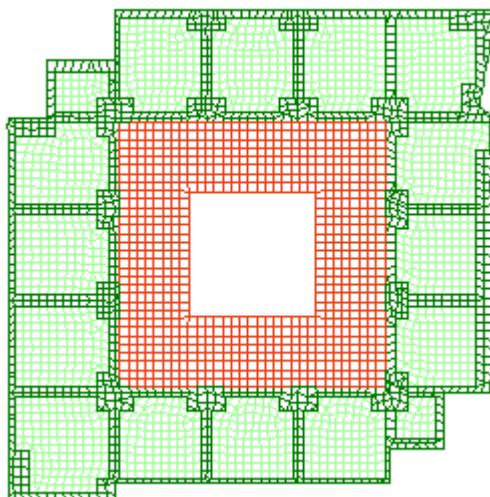


Fig. 4.16 - Malha de elementos finitos dos pisos no SAP2000.

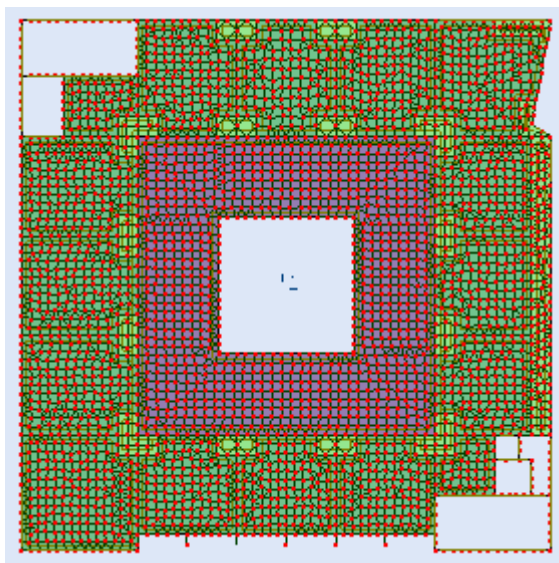


Fig. 4.17 - Malha de elementos finitos dos pisos no ROBOT.

#### 4.8. MODELAÇÃO DOS APOIOS

Tal como já foi referido no ponto 3.4.3 do anterior capítulo, não será tida em conta a interação solo-estrutura. Caso se optasse por modelar numericamente as fundações deste edifício, obter-se-ia, eventualmente, obter esforços sísmicos inferiores, devido ao facto de os terrenos circundantes poderem ter a capacidade de dissipar alguma parcela da ação sísmica.

No caso dos pilares, as fundações foram modeladas como apoios que impedem todas as translações e rotações. No caso das paredes as fundações foram modeladas como apoios que impedem apenas todas as translações.

As figuras 4.18 e 4.19 representam a modelação dos apoios no SAP2000 e ROBOT, respectivamente.

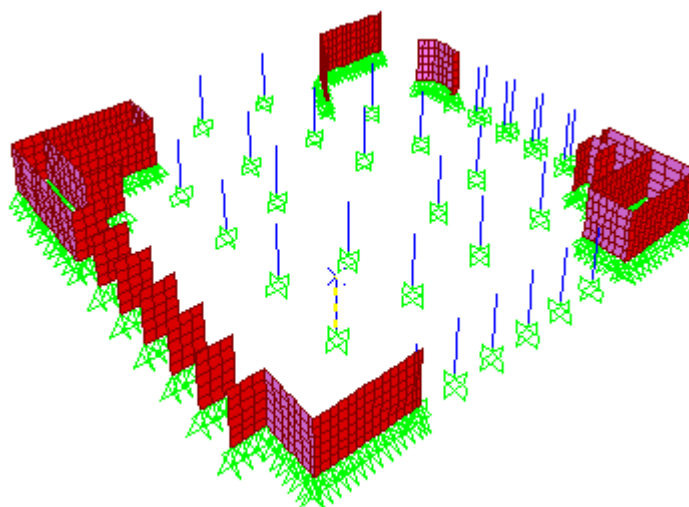


Fig. 4.18 - Modelação numérica dos apoios no SAP2000.

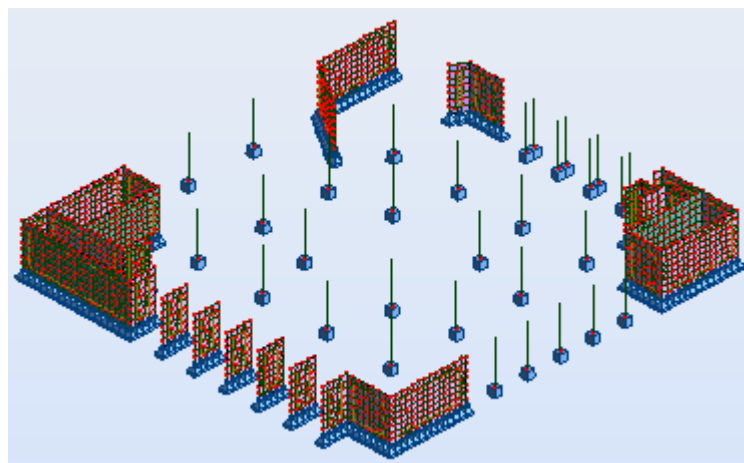


Fig. 4.19 - Modelação numérica dos apoios no ROBOT.

#### 4.9. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

A análise sísmica foi realizada com base nos espectros de resposta definidos na EN 1998-1.

O SAP2000 possui uma ferramenta em que é possível recorrer à base de dados da EN 1998-1, e obter de forma automática os valores do espectro de resposta, quer para a ação sísmica tipo I, quer para a ação sísmica tipo II, mostrando ao utilizador os valores calculados. No entanto, este não permite a contabilização do coeficiente de importância para a determinação dos valores dos espectros de resposta.

No ROBOT, existe uma ferramenta que permite igualmente de forma automática criar o caso de carga da ação sísmica. No entanto, os valores dos espectros de resposta não são visíveis ao utilizador.

Por este motivo, de modo a se ter maior controlo sobre os dados inseridos, optou-se por calcular e inserir os valores do espectro de resposta manualmente, nos dois programas.

A representação dos espectros, inseridos manualmente nos dois programas, é a que se segue no anexo A8.

No que respeita à combinação dos esforços sísmico, foi usada a combinação quadrática completa (CQC). A combinação da ação sísmica com as restantes ações foi realizada conforme a seguinte fórmula, a qual já foi detalhada no ponto 2.10 do capítulo 2:

$$E_d = \sum_j G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + P_k + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki} \quad (4.2)$$

Para este caso em particular, todas as ações foram combinadas com um coeficiente unitário, com a exceção das ações das sobrecargas, que foram afetadas com o coeficiente  $\psi_{2i}$ .

Os valores  $\psi_{2i}$  considerados, para os presentes casos de sobrecarga, foram os que constam na tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Valores do coeficiente  $\psi_{2i}$ .

Tipo de Sobrecarga	Valor $\psi_{2i}$
Categoria C com ocupação correlacionada	0,6
Categoria E	0,8
Categoria H	0

#### 4.10. VALIDAÇÃO DOS MODELOS

Para se proceder à validação dos dois modelos, foram realizadas algumas análises que visam perceber se ambos os modelos numéricos estão a fornecer resultados coerentes e mais ou menos aproximados ou coincidentes. Para o efeito, foram analisados seguintes os parâmetros:

- Resultados da análise modal: frequências naturais, períodos e factores de participação de massa modal;
- Configuração das deformadas modais, através da aplicação do parâmetro MAC;
- Reações basais para cada caso de carga estático;
- Percentagem de esforços absorvidos pelo pilares e paredes quando sujeitos à ação sísmica.

##### 4.10.1. RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL

A análise modal foi realizada tendo por base os mesmos princípios, nos dois programas, ou seja, a mesma combinação das massas, o mesmo tipo de matriz massa e um valor de quociente de amortecimento crítico de 0,05%.

Numa abordagem geral, no SAP2000 são necessários cerca de 72 modos para que seja participada mais de 90% da massa da estrutura, enquanto no ROBOT bastam cerca de 53 modos.

Apesar das diferenças, conclui-se que são necessários bastantes modos de vibração, para que 90% da massa total do edifício esteja a participar. Isto deve-se ao facto de a análise modal ter sido realizada com a consideração de graus de liberdade na direção Z. Pois entre o modo número 5, no qual já participa uma grande percentagem da massa na direção X e Y, e o modo 72 e 53 (no SAP2000 e ROBOT, respetivamente) o incremento da massa modal efectiva, nessas direções, é mínima de modo para modo.

Apresenta-se na tabela 4.4 e 4.5, um extrato dos resultados modais no SAP2000 e no ROBOT, respectivamente, onde se pode verificar que o incremento de massa, na direção X e Y, a partir do modo número 5 é pouco significativa.

As siglas existentes nas tabelas 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 correspondem ao seguinte:

- F.P.M, é o factor de participação massa de cada modo de vibração;
- F.P.M.A, é o factor de participação de massa acumulada no modo de vibração.

Tabela 4.4 – Factor de participação de massa acumulada até ao modo 12 - SAP2000.

Modo	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F. P.M.A. UZ (%)
1	4,70	60,73	0,00
2	64,92	65,96	0,00
3	65,85	66,00	0,01
4	67,00	84,53	0,04
5	86,46	85,59	0,12
6	86,47	85,60	19,30
7	86,64	85,61	34,46
8	86,65	85,62	40,22
9	86,66	85,62	40,23
10	86,66	85,64	45,70
11	86,66	85,65	54,34
12	86,67	85,65	54,41

Tabela 4.5 – Factor de participação de massa acumulado até ao modo 12 - ROBOT.

Modo	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
1	4,40	62,19	0,00
2	66,13	67,28	0,00
3	67,23	67,43	0,01
4	68,00	85,07	0,03
5	87,39	85,74	0,06
6	87,41	85,75	18,23
7	87,49	85,75	35,14
8	87,49	85,77	39,80
9	87,50	85,78	40,52
10	87,51	85,78	45,14
11	87,51	85,79	55,46
12	87,52	85,87	56,39

Nas tabelas 4.6 e 4.7 são demonstrados os resultados dos parâmetros modais para os primeiros 5 modos de vibração, nos quais, como já se constatou, participa grande parte da massa total do edifício, nas direções X e Y. Os resultados completos poderão ser consultados no anexo A9.



- Resultados modais no programa SAP2000:

Tabela 4.6 - Resultados modais dos cinco primeiros modos de vibração no SAP 2000.

	Frequência [Hz]	Período [seg]	F.P.M. UX [%]	F.P.M. UY [%]	F.P.M. UZ [%]
Modo 1	1,57	0,64	4,74	60,81	0,00
Modo 2	1,82	0,55	60,28	5,28	0,00
Modo 3	2,78	0,36	0,95	0,05	0,00
Modo 4	5,55	0,18	1,15	18,54	0,03
Modo 5	6,67	0,15	19,46	1,06	0,08

- Resultados modais no programa ROBOT:

Tabela 4.7 - Resultados modais dos cinco primeiros modos de vibração no ROBOT.

	Frequência [Hz]	Período [seg]	F.P.M. UX [%]	F.P.M. UY [%]	F.P.M. UZ [%]
Modo 1	1,59	0,63	4,38	62,2	0
Modo 2	1,82	0,55	61,74	5,07	0
Modo 3	2,78	0,36	1,09	0,15	0
Modo 4	5,55	0,18	0,77	17,64	0,03
Modo 5	6,67	0,15	19,47	0,67	0,03

Conforme se pode verificar nas tabelas 4.6 e 4.7, os resultados modais dos dois modelos estão bastante coincidentes, revelando haver uma boa relação entre os dois modelos numéricos. No entanto serão descritas, de forma breve, as diferenças registadas:

No primeiro modo o SAP2000 possui mais massa a participar na direção X, já o ROBOT apresenta mais massa a participar em Y. No global, apesar de ser pouca diferença, o somatório de massa que modelo do ROBOT está a mobilizar no modo 1, é mais elevado que no modelo do SAP2000, verificando-se assim uma pequena diferença no valor da frequência de vibração.

No modo 2 o somatório das massas na direção X e Y, está próximo nos dois modelos, o que se reflete no valor igual das frequências. Relativamente à distribuição das massas, desta vez o ROBOT apresenta mais massa a ser mobilizada na direção X e o SAP2000 apresenta mais massa na direção Y.

No modo 3, que é o modo de torção, verifica-se que o ROBOT está a mobilizar ligeiramente mais massa nas duas direções.

No modo 4, é o SAP2000 que mobiliza mais percentagem de massa quer na direção X, quer na direção Y. Começa-se a observar alguma participação de massa na direção Z, apesar de ser muito pouco significativa.

No modo 5 existe quase total concordância na participação de massa na direção X, e uma ligeira maior percentagem de massa na direção Y no modelo do SAP2000. Neste modo, continua a ser mobilizada pouca massa na direção Z.

Estas pequenas diferenças não são suficientes para se afirmar que os modelos não são coincidentes. As mesmas poderão ser justificadas pela diferente malha de elementos finitos que cada programa utiliza. Apesar de em ambos os programas, as malhas terem sido geradas com elementos de quatro nós, com dimensões aproximadas de 0,5x0,5m, na geração automática, é impossível fazer com que as malhas fiquem exatamente iguais nos dois programas.

Isto quer dizer que com o mesmo critério, a malha de elementos finitos pode ser mais ou menos refinada, mais ou menos densa, consoante o programa, sendo que a própria forma dos elementos finitos também pode variar. Deste modo, pode-se afirmar que diferentes malhas de elementos finitos resultam em diferentes distribuições de massa, podendo ser esta a razão de se registarem pequenas diferenças nos resultados modais.

Nas figuras que se seguem serão demonstradas as deformações de cada modo de vibração, nos dois programas. As deformações serão demonstradas em planta, em corte X-Z.

Posição indeformada:

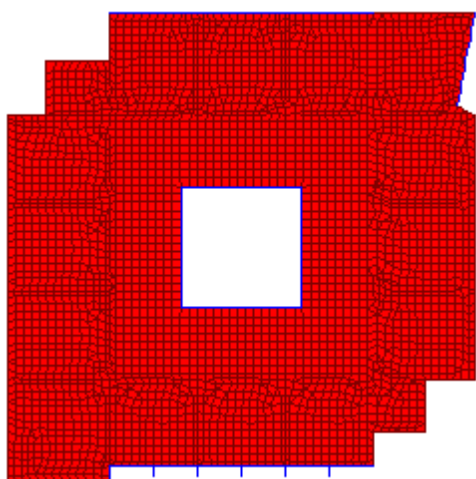


Fig. 4.20 - Posição indeformada no SAP2000.

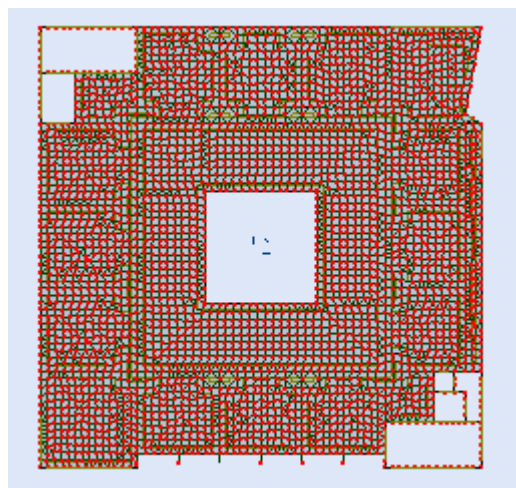


Fig. 4.21 - Posição indeformada no ROBOT.

- MOD0 1

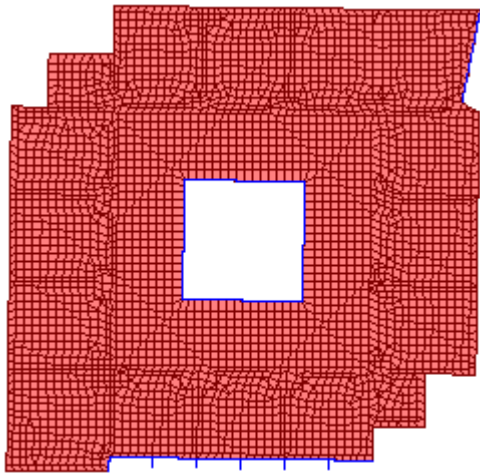


Fig. 4.22 - Deformação em planta no SAP2000.

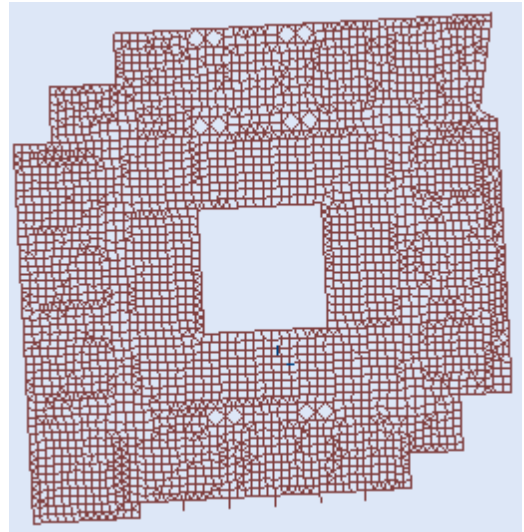


Fig. 4.23 - Deformação em planta no ROBOT.

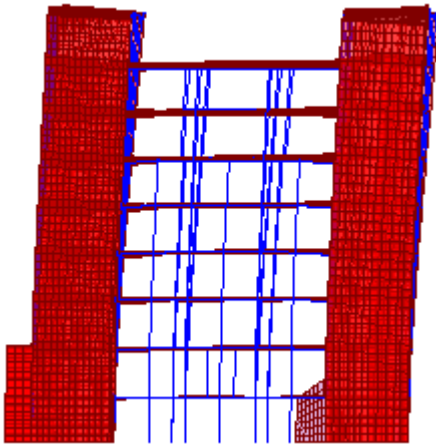


Fig. 4.24 - Deformação na vista XZ, no SAP2000.

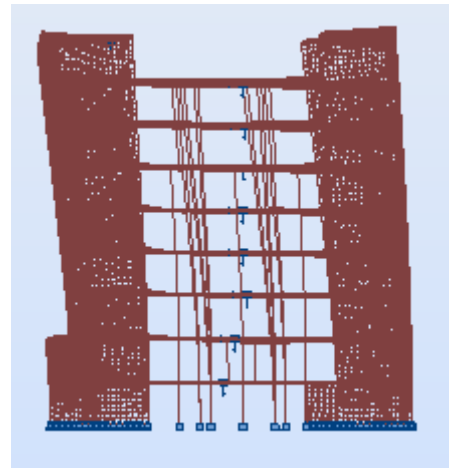


Fig. 4.25 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.

- MODO 2

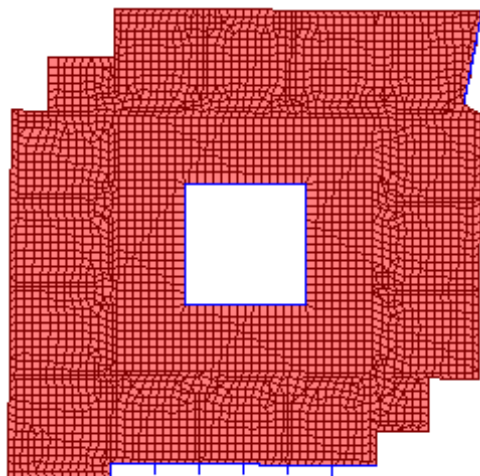


Fig. 4.26 - Deformação em planta no SAP2000.

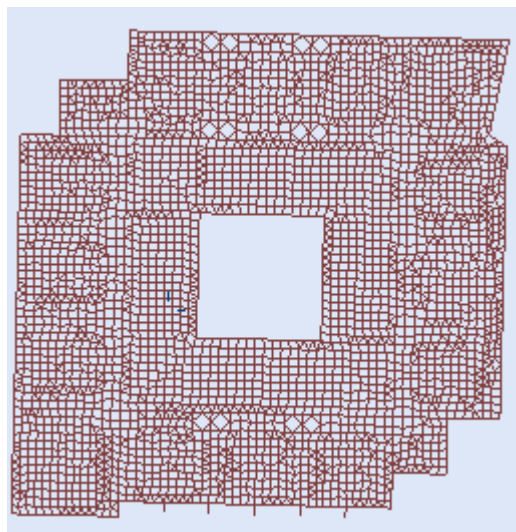


Fig. 4.27 - Deformação em planta no ROBOT.

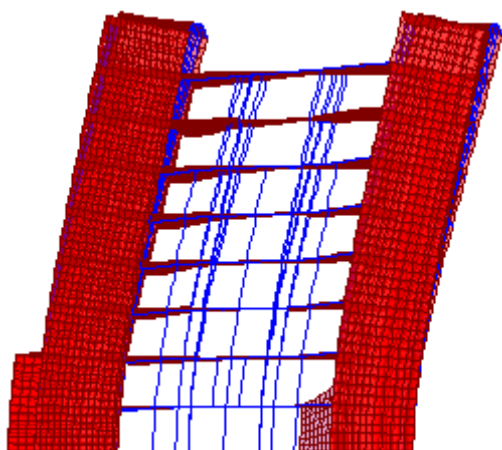


Fig. 4.28 - Deformação na vista XZ, no SAP2000.

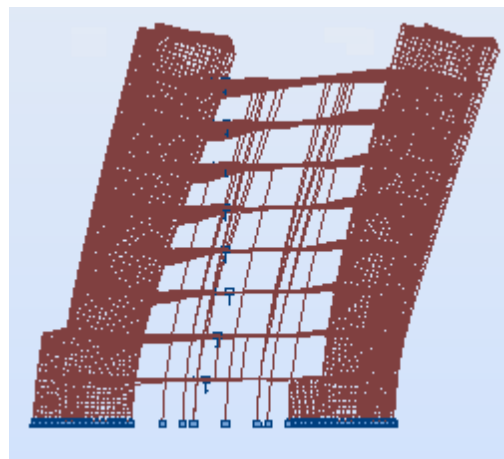


Fig. 4.29 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.

- MODO 3

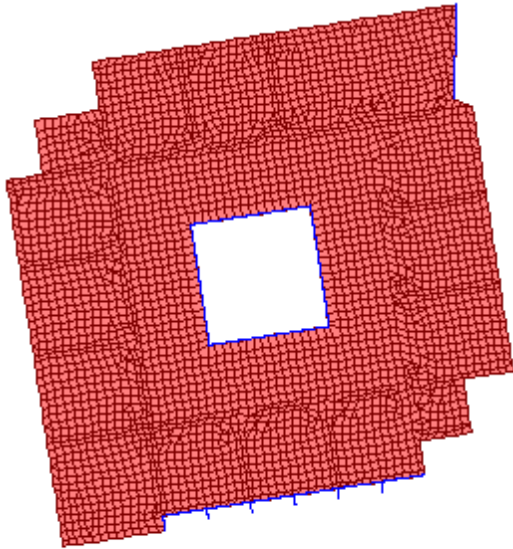


Fig. 4.30 - Deformação em planta no SAP2000.

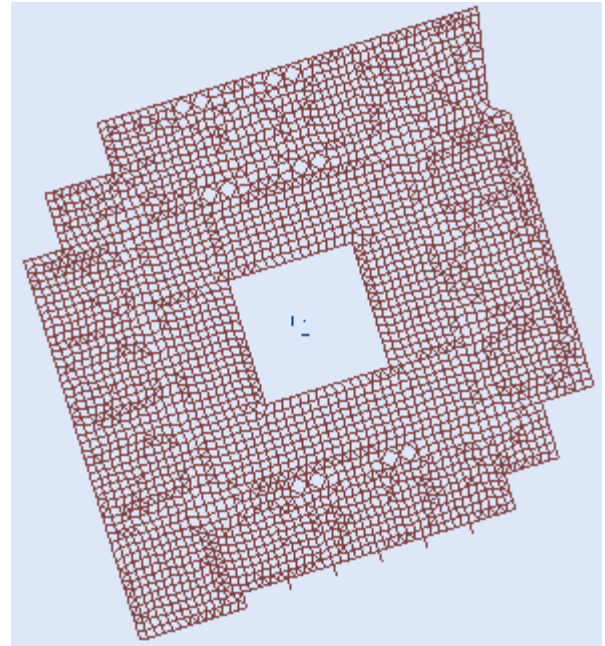


Fig. 4.31 - Deformação em planta no ROBOT.

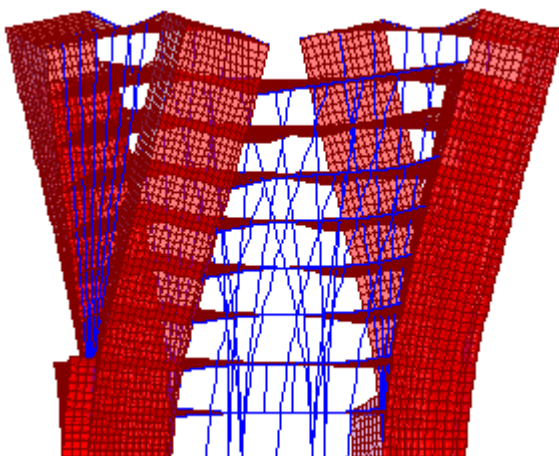


Fig. 4.32 - Deformação na vista XZ, no SAP2000.

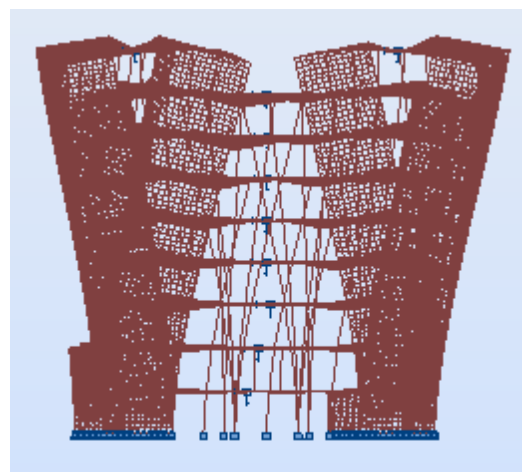


Fig. 4.33 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.



- MODO 4

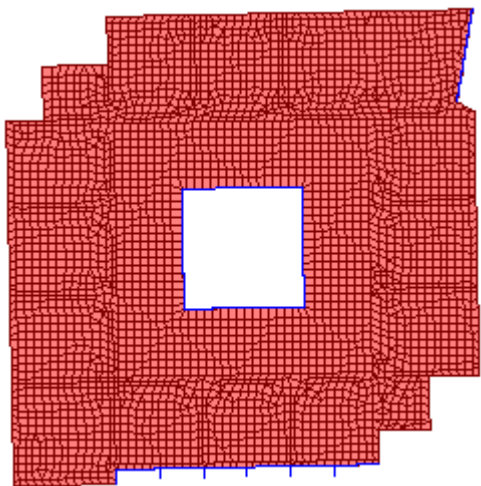


Fig. 4.34 - Deformação em planta no SAP2000.

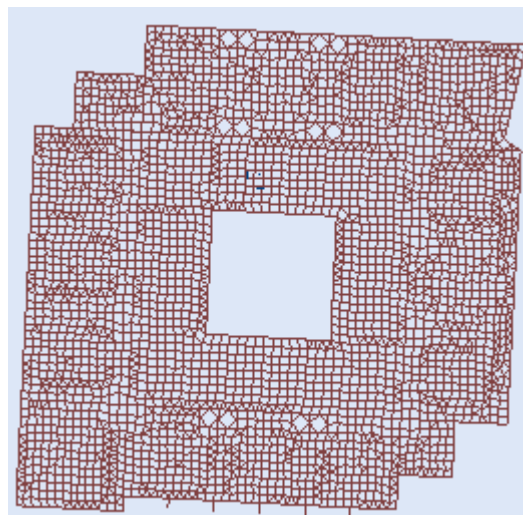


Fig. 4.35 - Deformação em planta no ROBOT.

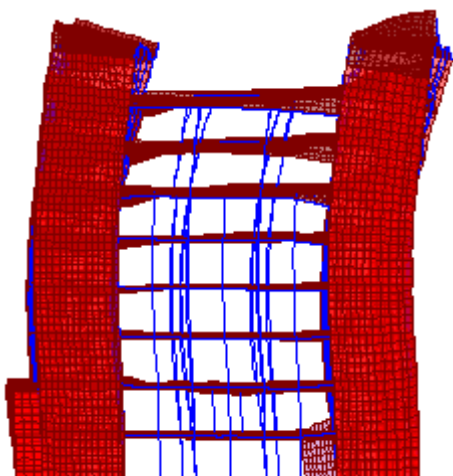


Fig. 4.36 - Deformação na vista XZ, no SAP2000.

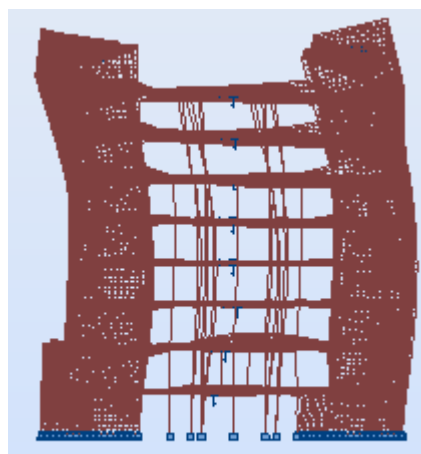


Fig. 4.37 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.

- MODO 5

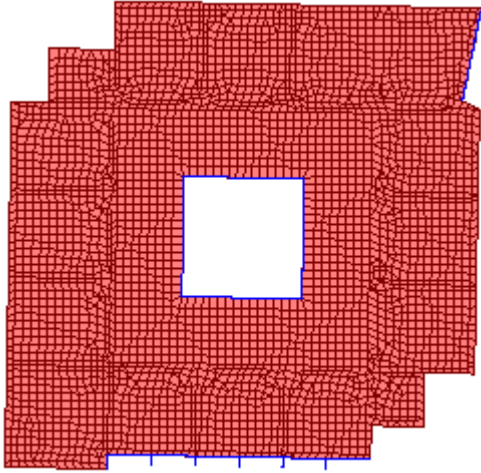


Fig. 4.38 - Deformação em planta no SAP2000.

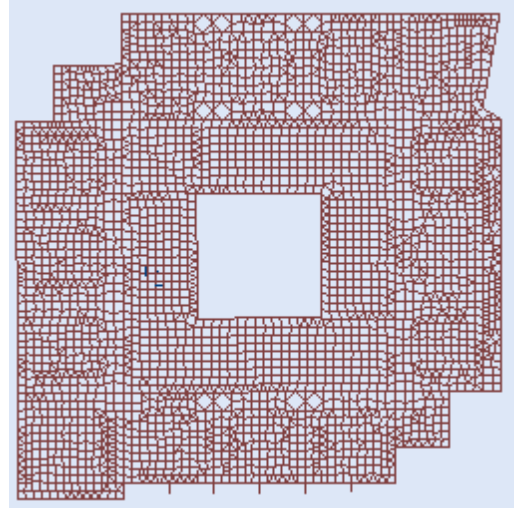


Fig. 4.39 - Deformação em planta no ROBOT.

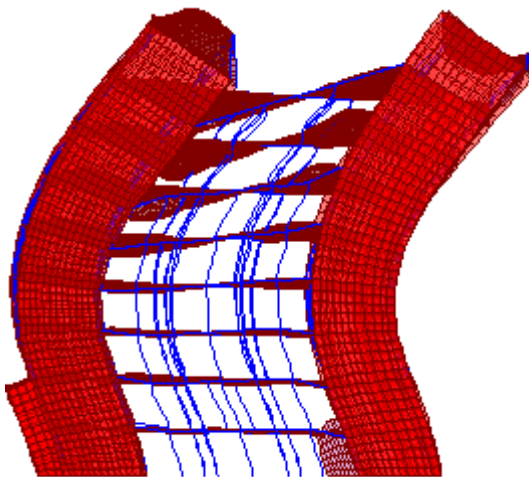


Fig. 4.40 - Deformação na vista XZ, no SAP2000.

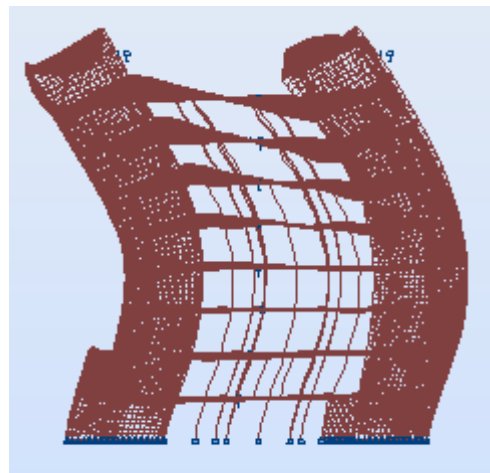


Fig. 4.41 - Deformação na vista XZ, no ROBOT.

## 4.10.2. MAC (MODAL ASSURANCE CRITERION)

O parâmetro MAC é um critério de emparelhamento dos modos vibração, que tem como objetivo quantificar a correspondência linear entre dois vetores representativos de dois modos de vibração. Fornece uma medida do desvio médio quadrático entre os vetores, dos modos que se quer avaliar, em relação à reta de correlação linear dos dois vetores (Ribeiro, 2013).

Este parâmetro pode ser obtido por aplicação da seguinte expressão (Allemang, 2003; Cesar e Barros, 2010; Martins, 2011):

$$MAC(\Phi_i, \Phi_j) = \frac{(\Phi_i^T * \Phi_j)^2}{(\Phi_i^T * \Phi_i) * (\Phi_j^T * \Phi_j)} \quad (4.3)$$

O MAC é um escalar que varia entre 0 e 1. Valores entre 0,8 e 1 significam que os vetores são coincidentes ou linearmente dependentes, significando uma boa correlação entre os vetores, logo uma boa relação entre as deformadas dos dois modelos. Valores entre 0 e 0,2 significam que os modos são linearmente independentes e por isso não estão correlacionados, logo os modelos não estão bem relacionados.

Para se perceber se os dois modelos numéricos possuem efetivamente deformadas modais semelhantes, foi determinado o valor do MAC para os primeiros cinco modos.

Para tal, foram seleccionados nove nós por piso, exceto da cobertura à cota mais superior, onde só foram definidos seis nós, devido ao facto de esta abranger a totalidade do edifício.

Os nós seleccionados foram os que se assinalam na figura 4.42 e 4.43.

- Ao nível dos 7 pisos e cobertura à cota inferior:

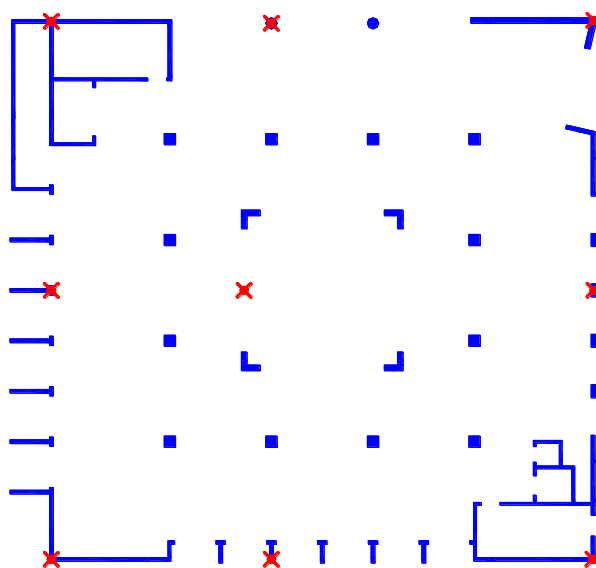


Fig. 4.42 - Nós analisados entre o piso 1 e a cobertura inferior.



- Ao nível da cobertura à cota superior:

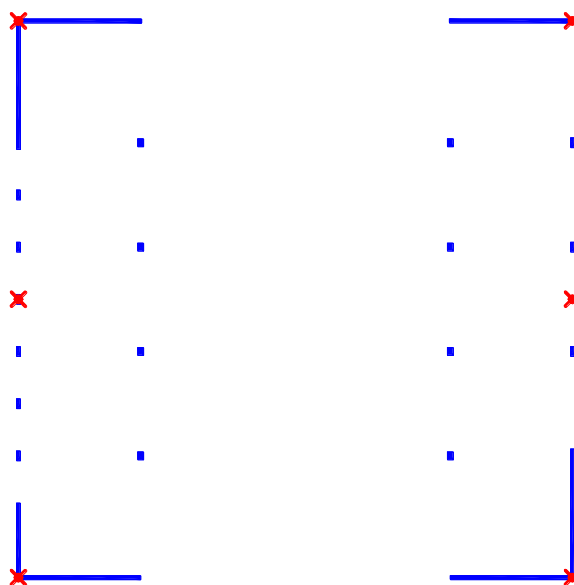


Fig. 4.43 - Nós analisados na cobertura superior.

Serão analisadas as deformações modais destes nós, através das quais vai ser possível constatar se as deformadas modais dos dois modelos estão em concordância.

A disposição dos valores nas linhas dos vetores é indiferente. O único critério que se tem que se seguir é o de criar correspondência entre as linhas do vetor do modelo do ROBOT e do modelo do SAP2000. No SAP2000 foram retirados os deslocamentos modais e no ROBOT foram retirados valores de vetores normalizados.

Os vetores utilizados na determinação do parâmetro MAC podem ser consultados no anexo A10.

Os resultados obtidos no cálculo do parâmetro MAC constam na tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultado do valor do parâmetro MAC para os primeiros cinco modos de vibração.

Modo 1	0,989
Modo 2	0,988
Modo 3	0,999
Modo 4	0,991
Modo 5	0,942

Através dos valores do MAC, observados na tabela 4.8, é possível concluir que os modelos numéricos são muito próximos um do outro, demonstrando-se haver uma excelente relação entre as deformações

modais. Este parâmetro é um contributo para se poder afirmar que ambos os modelos estão correlacionados e muito equivalentes.

#### 4.10.3. REAÇÕES BASAIS PARA OS CASOS DE CARGA ESTÁTICOS

Nas tabelas 4.9 estão apresentadas as comparações entre reações basais dos casos de carga estáticos, considerados nos modelos numéricos, que são eles:

Tabela 4.9 - Valores das reações basais para os casos de carga estáticos.

	SAP2000 [kN]	ROBOT [kN]	Variação $\Delta F$ [kN]	Variação [%]
Peso Próprio	54471,09	54324,54	146,55	0,27
Restantes cargas permanentes	12005,17	11988,32	16,85	0,14
Paredes divisórias	668,96	663,82	5,14	0,77
Paredes exteriores	1659,55	1659,55	0,00	0,00
Sobrecarga de categoria C	4013,76	3982,93	30,83	0,77
Sobrecarga de categoria E	26170,05	26183,99	13,94	0,05
Sobrecarga de categoria H	429,81	429,81	0,00	0,00

Através da análise das reações basais, para cada caso de carga, é possível verificar que ambos os modelos se aproximam bastante. Esta análise é importante na medida em que se torna possível controlar se as ações foram correta e igualmente definidas nos dois modelos. Assim garante-se que na análise modal e sísmica são usados os mesmos valores de casos de carga.

Observam-se pequenas diferenças, as quais poderão ser justificadas pelos seguintes aspetos:

No piso 1 e 2, onde não existe o vazamento, existem bandas de acerto de maiores dimensões, relativamente às de 0,60 m dos restantes pisos. Devido a essa variedade de dimensões, optou-se por desenhar as mesmas no próprio modelo, definindo-as como elementos de casca. Foi tomado o cuidado de as posicionar e de as inserir com as dimensões o mais próximo possível da realidade. No entanto, a inserção desses painéis, teve de ser feita sem muito rigor porque foi feita sem recurso aos eixos da estrutura. Ou seja, se se optasse por inserir eixos para caracterizar cada painel de banda de acerto, iria-se obter uma grelha de eixos muito densa, o que dificultaria a modelação no seu conjunto.

Esta é a razão para que a soma das reações apresente as diferenças apresentadas na tabela 4.9.

Tal pode ser comprovado, por exemplo, analisando as diferenças que se verificaram em casos de carga que aconteçam apenas nos pisos 1 e 6. O piso 6 está modelado de forma igual nos dois programas. Tomando como exemplo, o caso de carga das paredes divisórias e da sobrecarga tipo C, que são casos de carga que acontecem apenas ao nível do piso 1 e 6, é possível verificar que a diferença entre os dois modelos está associada à mesma diferença de áreas, tal como se comprova a seguir:

- Diferença obtida no caso de carga paredes divisórias é de 5,14 kN
- Diferença obtida no caso de carga da sobrecarga tipo C é de 30,83 kN

Sabendo que o valor da carga das paredes divisórias é de  $0,5 \text{ kN/m}^2$  e que o valor da carga da sobrecarga tipo C é de  $3 \text{ kN/m}^2$ , determina-se a área associada à variação.

- Variação para o caso de carga paredes divisórias:

$$\frac{5,14}{0,5} = 10,28 \text{ m}^2$$

- Variação para o caso de carga da sobrecarga tipo C:

$$\frac{30,83}{3} = 10,28 \text{ m}^2$$

Já que o piso 6 está definido geometricamente igual nos dois programas, isto quer dizer esta diferença de área é, como esperado, apenas ao nível do no piso 1, o qual no SAP2000 possui mais  $10,28 \text{ m}^2$  que no ROBOT.

Esta diferença será assumida como uma consequência de modelações distintas, ficando apenas a ressalva que os valores do SAP 2000 são os que correspondem mais exatamente à realidade, uma vez que, no ROBOT, a modelação foi realizada como uma aproximação da realidade. No entanto, comprova-se que a simplificação feita no programa ROBOT traz alterações pouco significativas no que respeita à ação das cargas gravíticas.

#### 4.10.4. REAÇÕES BASAIS PARA A AÇÃO SÍSMICA

No que respeita à ação sísmica, foram retiradas as reações basais em cada modelo, para a ação sísmica tipo I e tipo II. O objetivo é perceber se quando sujeitos à ação sísmica, os dois modelos possuem os mesmos resultados de reações basais.

Os resultados serão expostos nas tabelas 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13. Serão apresentados para as duas direções X e Y, através de reações basais nos pilares e nas paredes.

- Ação Sísmica Tipo I

Tabela 4.10 – Reações basais para a ação sísmica tipo I SAP2000.

	Pilares	Paredes	Total
$\Sigma FX$ [kN]	597,20	5114,00	5711,20
$\Sigma FY$ [kN]	661,81	4704,44	5366,25
$\Sigma FZ$ [kN]			3942,68

Tabela 4.11 - Reações basais para a ação sísmica tipo I ROBOT.

	Pilares	Paredes	Total
$\Sigma FX$ [kN]	814,83	5012,15	5826,98
$\Sigma FY$ [kN]	879,09	4788,70	5667,79
$\Sigma FZ$ [kN]			4124,8

- Ação Sísmica Tipo II

Tabela 4.12 - Reações basais para a ação sísmica tipo II no SAP2000.

	Pilares	Paredes	Total
$\Sigma FX$ [kN]	618,76	5291,85	5910,61
$\Sigma FY$ [kN]	661,00	4716,00	5377,00
$\Sigma FZ$ [kN]			7765,51

Tabela 4.13 - Reações basais para a ação sísmica tipo II no ROBOT.

	Pilares	Paredes	Total
$\Sigma FX$ [kN]	851,84	5235,13	6086,97
$\Sigma FY$ [kN]	857,49	4670,21	5527,70
$\Sigma FZ$ [kN]			8124,1

Tabela 4.14 - Diferenças percentuais na distribuição dos esforços nos dois modelos numéricos.

	Ação sísmica tipo I			Ação sísmica tipo II		
	Pilares	Paredes	Total	Pilares	Paredes	Total
$\Delta FX$ %	36,44	1,99	2,03	37,67	1,07	2,98
$\Delta FY$ %	32,83	1,79	5,62	29,73	0,97	2,80
$\Delta FZ$ %			4,62			4,62

Em termos de valores totais pode-se verificar que não existe uma elevada diferença nos resultados dos dois programas. As diferenças são mais visíveis ao nível da distribuição das forças sísmicas para os pilares e para as paredes. O ROBOT está visivelmente a distribuir mais forças para os pilares, no qual se observam diferenças entre os 36,44% e 37,67% na direcção X e 32,83% e 29,73% na direcção Y, em relação ao modelo do SAP2000.

Como os resultados da análise modal estão aproximadamente coincidentes, pode-se afirmar que a matriz de massa e de rigidez, que ambos os programas utilizam serão muito aproximadas. Por isso, esta diferença na distribuição das forças poderá ter a ver com a forma como os pisos foram modelados nos dois programas de cálculo.

#### 4.10.5. PERCENTAGEM DE ESFORÇOS ABSORVIDOS PELOS PILARES E PAREDES.

A determinação da percentagem de esforços que cada tipo de elemento está a absorver, aquando a ação sísmica, é importante quando se quer analisar o desempenho e a verificação de segurança sísmica do edifício.

Segundo a EN 1998-1, o dimensionamento à ação sísmica deve ser baseado por um conjunto alargado de regras e disposições construtivas, que garantem a ductilidade local e global do edifício. No entanto, esses critérios não têm que ser seguidos e atribuídos a todos os elementos estruturais. No ponto 4.2.2. da EN 1998-1, é referida a possibilidade de existência de elementos secundários. Os elementos secundários são elementos que não fazem parte do sistema resistente à ação do sismo, pelo que não é necessário que obedeçam aos requisitos especiais de ductilidade. Estes elementos devem apenas garantir segurança para a ação das cargas gravíticas.

Perante esta afirmação, há a necessidade de existir um sistema de elementos primários, que seja capaz de absorver grande parte da ação sísmica. Desta forma, a EN 1998-1 estabelece que a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deve ser superior a 15% de todos os elementos sísmicos primários.

Como o edifício em estudo é caracterizado pela existência de muitas paredes, o que lhe confere uma rigidez considerável, é de esperar que sejam estes elementos os maiores contribuidores na resistência à ação sísmica. Isto faz com que os pilares possam, potencialmente, serem definidos como elementos secundários.

Com base nas tabelas, 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, onde constam os valores dos esforços que estão a ser absorvidos pelas paredes e pelos pilares, determinou-se o valor percentual dessa distribuição, o qual é igual para a ação sísmica tipo I e II. Os valores percentuais, da distribuição de esforços, vêm apresentados na tabela 4.15 e 4.16.

Tabela 4.15 - Distribuição percentual das forças sísmicas no SAP2000.

	% de esforço para os pilares	% de esforço para as paredes
$\Sigma FX$ [kN]	10,5	89,5
$\Sigma FY$ [kN]	12,3	87,7

Tabela 4.16 - Distribuição percentual das forças sísmicas no ROBOT.

	% de esforço para os pilares	% de esforço para as paredes
$\Sigma FX$ [kN]	14,0	86,0
$\Sigma FY$ [kN]	15,5	84,5

Tal como já foi abordado anteriormente, no ROBOT os pilares estão a absorver mais esforços.

Como no ROBOT as bandas de acerto foram modeladas como elementos de barra sobrepostas nos painéis, poderá criar-se um efeito de encaminhamento das cargas horizontais diferentes das do modelo

do SAP2000. Isto poderá justificar o facto de no ROBOT, os pilares estarem a receber mais esforços e de que no modelo do SAP2000.

No entanto, e apesar desse efeito, em ambos os programas estes elementos estão a absorver menos de 15% dos esforços totais, que é o valor limite para o qual podem ser considerados elementos secundários.

Fica deste modo reforçada a boa interpretação e designação quanto ao tipo de sistema de paredes, referida no ponto 3.6.4 do capítulo 3 da presente dissertação. Comprova-se que as paredes assumem uma resistência ao corte superior a 65% da resistência total de corte do todo o sistema estrutural.

Este é um dado de muita utilidade na verificação de segurança do edifício, pois esta passará a ser incidida nas paredes estruturais do mesmo, as quais necessitam de cumprir todos os requisitos construtivos e geométricos, definidos na EN 1998-1.

## 5.

### AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

#### 5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo será verificada a resistência sísmica do edifício em estudo, perante os requisitos da EN 1998-1. Essa verificação será completada com algumas análises de sensibilidade que visam perceber a influência do coeficiente de comportamento e do funcionamento de diafragma ao nível dos pisos. Estas análises servirão também para validar algumas considerações que foram realizadas nos capítulos anteriores.

As análises serão realizadas apenas com um dos modelos realizados. O modelo escolhido foi o modelo numérico do SAP 2000, pelas seguintes razões:

- É o modelo que melhor traduz a realidade pelo facto de os pisos terem sido modelados apenas com elementos de casca, não recorrendo a soluções alternativas para modelar todos os elementos da laje fungiforme;
- O SAP2000 está associado a tempos de cálculo significativamente inferiores, comparativamente com o programa ROBOT.

Tal como já foi constatado no capítulo anterior, são as paredes que maioritariamente estão a resistir à ação do sismo. E como tal a EN 1998-1 permite definir os pilares como elementos secundários, os quais não têm que cumprir todos os requisitos de ductilidade previstos nesta norma. Desta forma, as verificações de segurança à ação do sismo serão apenas realizadas ao nível das paredes estruturais.

No sentido de não se contabilizar o contributo dos pilares, para a resistência à ação do sismo, optou-se por criar um modelo numérico em que os pilares não contribuem para a resistência à ação do sismo, ou seja, optou-se por modelar rótulas nas extremidades dos mesmos. Com esta solução toda ação sísmica é distribuída pelas paredes, e os pilares passam a não absorver nenhuma parcela dessa ação. Este facto faz com que as paredes fiquem mais esforçadas, implicando que a sua verificação de segurança seja mais conservativa.

As frequências naturais, período e factores de participação de massa revelam-se muito semelhantes às do modelo sem pilares rotulados. Este facto poderá ser constatado pela consulta dos resultados modais deste modelo, que se encontram no anexo A7.

Na figura 5.1 é possível observar o modelo numérico com os pilares rotulados:

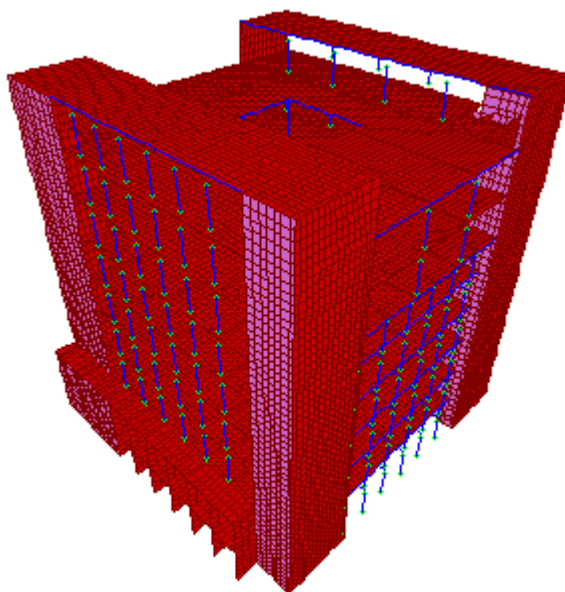


Fig. 5.1 - Modelo numérico com os pilares rotulados.

#### 5.1.1. CARATERIZAÇÃO DAS PAREDES EXISTENTES

Para que se possa efetuar as verificações de segurança é necessário caracterizar o tipo de paredes segundo os critérios da EN 1998-1. Esta norma distingue entre paredes dúcteis e parede de grandes dimensões de betão fracamente armado.

Parede dúctil é definida como: parede fixa na sua base de forma que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada para dissipar energia numa zona de rótula plástica de flexão, que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

Parede de grandes dimensões de betão fracamente armado é definida como: parede de secção transversal com grandes dimensões, ou seja, com uma dimensão horizontal  $l_w$  não inferior a 4,0 m ou a dois terços da altura  $h_w$  da parede, o que for menor, e que se prevê que desenvolva uma fendilhação e um comportamento não elástico limitado na situação sísmica de cálculo.

As descrições acima apresentadas remetem para dois tipos de paredes diferentes. Algumas das paredes deste edifício enquadra-se na limitação geométrica das paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado. No entanto, não existem limitações para que sejam consideradas paredes dúcteis. Considera-se que a norma não é suficientemente explicativa, na distinção entre os dois tipos de paredes, levando a que os projetistas possam ter dúvidas quanto à classificação da tipologia das paredes estruturais. Cada tipo de paredes está associada a um diferente funcionamento estrutural, e respetiva verificação de segurança, o que poderá trazer consequências significativas nas conclusões finais deste trabalho.



Neste sentido, optou-se por efectuar todas as verificações, exigidas pela EN 1998-1, para os dois tipos de paredes. Com este processo, será possível abranger os dois tipos, e perceber até que ponto a consideração de uma ou outra tipologia, condiciona a verificação de segurança das paredes deste edifício.

#### 5.1.2. SOLUÇÃO DE ARMADURA S EXISTENTES

No que respeita à armadura, com a excepção da parede 19 DIR, todas as paredes possuem a mesma solução de armaduras. Essa solução é a seguinte:

- Entre a fundação e o piso 5: armadura horizontal e vertical de 2  $\phi$  10 com afastamento de 0,15 m;
- Entre o piso 5 e a cobertura superior: armadura horizontal e vertical de 2  $\phi$  8 com afastamento de 0,15 m;
- Revestimento de 4 mm.

A parede 19 DIR, possui a seguinte solução de armaduras:

- Entre a fundação e o piso 2: armadura horizontal e vertical de 2  $\phi$  12 com afastamento de 0,15 m;
- Entre o piso 2 e o piso 6: Armadura horizontal e vertical de 2  $\phi$  10 com afastamento de 0,15 m;
- Entre o piso 6 e a cobertura superior: Armadura horizontal e vertical de 2  $\phi$  8 com afastamento de 0,15 m;
- Revestimento de 4 mm.

Esta informação poderá ser confirmada com a visualização do anexo A6, onde se encontram os desenhos estruturais das paredes.

A tabela 5.1 apresenta a área de aço associada a cada solução de armaduras existente:

Tabela 5.1 - Área de aço da solução de armaduras existente.

Solução de armaduras	Área de Aço [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]
2 $\phi$ 12 // 0,15	15,08
2 $\phi$ 10 // 0,15	10,47
2 $\phi$ 8 // 0,15	6,70

## 5.2. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - FUNCIONAMENTO DOS PISOS COMO DIAFRAGMA RÍGIDO

No ponto 4.2.1.5 da EN 1998-1 é descrito que os pisos têm um papel muito importante no comportamento sísmico global da estrutura. Pois atuam como diagramas horizontais que recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais, garantindo a solidariedade desses sistemas na resistência à ação sísmica horizontal. Desta forma, os pisos deverão possuir uma rigidez no plano suficiente para que essa transmissão seja realmente realizada.

Neste edifício esta análise é importante devido ao facto de a maioria dos pisos ser marcada pela existência de um vazamento vertical, o qual possui dimensões em planta de 8x8 m. A EN 1998-1 refere no seu ponto 4.2.1.5(3), o especial cuidado nos casos de configurações em planta não compactas ou muito alongadas e de existência de grandes aberturas nos pavimentos.

A EN 1998-1 considera que o piso é rígido se, quando modelado com a sua flexibilidade real no plano, os seus deslocamentos horizontais não excederem em 10% os relativos à hipótese de diafragma rígido, na situação de projeto sísmico.

Para se testar este critério, procedeu-se à realização dos seguintes modelos, nos quais serão analisados os deslocamentos de alguns nós:

- Modelo numérico com pisos modelados com a sua flexibilidade real;
- Modelo numérico com pisos modelados como funcionamento de corpo rígido.

No primeiro modelo os pisos são modelados como elementos *Shell*, os quais possuem a sua flexibilidade real. No segundo, os pisos são modelados com o funcionamento de corpo rígido, em que as massas e os momentos de inércia de cada um são concentrados no centro de gravidade.

Para se estudar os valores dos deslocamentos foi necessário escolher nós comuns nos dois modelos. Na impossibilidade de se analisar todos os nós dos pisos, optou-se por escolher quatro deles, os quais vêm demonstrados na figura 5.2.

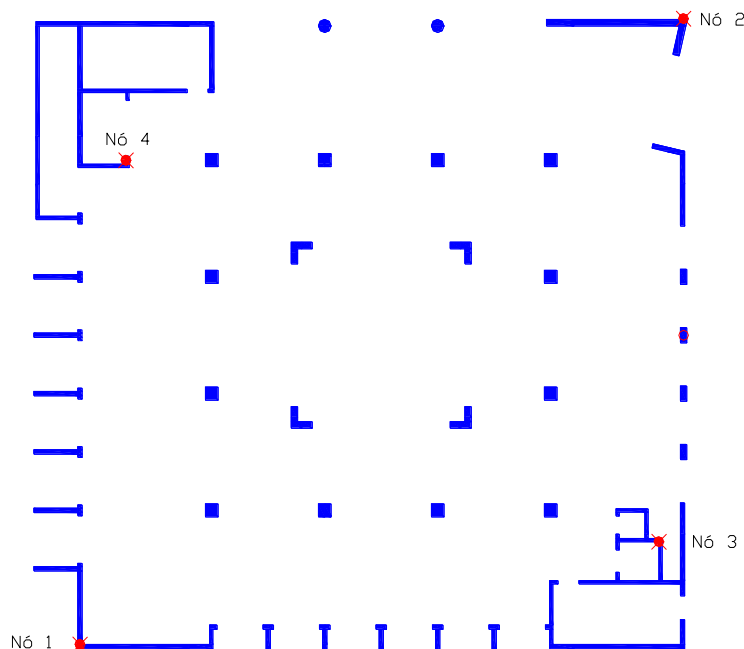


Fig. 5.2 - Nós utilizados para a verificação do funcionamento de diafragma rígido nos pisos.

Esta análise foi realizada tendo em conta apenas a ação sísmica tipo I. Esta opção teve a ver com o facto de ser considerar suficiente fazer a análise apenas para um tipo de ação sísmica, pois esta análise será realizada com valores percentuais, os quais serão equivalente para ação sísmica tipo II.

- Nó 1

Tabela 5.2 - Deslocamentos do nó 1 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos rígidos		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,006929	0,008388
Cob. Inf.	0,008124	0,009762
Piso 7	0,005817	0,007067
Piso 6	0,004709	0,005725
Piso 5	0,003652	0,004426
Piso 4	0,002637	0,003148
Piso 3	0,001709	0,001959
Piso 2	0,000890	0,000913
Piso 1	0,000290	0,000298

Tabela 5.3 - Deslocamentos do nó 1 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos flexíveis		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,006868	0,008646
Cob. Inf.	0,008032	0,009999
Piso 7	0,005767	0,007324
Piso 6	0,004880	0,005970
Piso 5	0,003654	0,004661
Piso 4	0,002668	0,003365
Piso 3	0,001753	0,002139
Piso 2	0,000927	0,001013
Piso 1	0,000318	0,000324

Tabela 5.4 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis - Nó 1.

Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,88%	3,08%
Cob. Inf.	1,13%	2,43%
Piso 7	0,86%	3,64%
Piso 6	0,62%	4,28%
Piso 5	0,05%	5,31%
Piso 4	1,18%	6,89%
Piso 3	2,57%	9,19%
Piso 2	4,16%	4,15%
Piso 1	9,66%	8,72%

- Nó 2

Tabela 5.5 - Deslocamentos do nó 2 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos rígidos		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup	0,000995	0,001222
Cob. Inf.	0,002045	0,002380
Piso 7	0,003245	0,003678
Piso 6	0,004564	0,005071
Piso 5	0,005933	0,006489
Piso 4	0,007354	0,007975
Piso 3	0,008771	0,009451
Piso 2	0,010278	0,011001
Piso 1	0,000310	0,000364

Tabela 5.6 - Deslocamentos do nó 2 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos flexíveis		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,001074	0,001341
Cob Inf.	0,002157	0,002534
Piso 7	0,003383	0,003840
Piso 6	0,004717	0,005224
Piso 5	0,006106	0,006567
Piso 4	0,007550	0,008120
Piso 3	0,009021	0,009604
Piso 2	0,010619	0,011169
Piso 1	0,000298	0,000335

Tabela 5.7 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis - Nó 2.

Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	7,94%	9,74%
Cob. Inf.	5,48%	6,47%
Piso 7	4,25%	4,40%
Piso 6	3,35%	3,02%
Piso 5	2,92%	1,20%
Piso 4	2,67%	1,82%
Piso 3	2,85%	1,62%
Piso 2	3,32%	1,53%
Piso 1	3,87%	3,88%

- Nó 3

Tabela 5.8 - Deslocamentos do nó 3 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos rígidos		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,000292	0,000382
Cob. Inf.	0,000921	0,001188
Piso 7	0,001769	0,002330
Piso 6	0,002753	0,003612
Piso 5	0,003831	0,004989
Piso 4	0,004952	0,006389
Piso 3	0,006124	0,007855
Piso 2	0,007299	0,009310
Piso 1	0,008557	0,010837

Tabela 5.9 - Deslocamentos do nó 3 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos flexíveis		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,000318	0,000403
Cob. Inf.	0,000998	0,001289
Piso 7	0,001884	0,002461
Piso 6	0,002865	0,003745
Piso 5	0,003927	0,005114
Piso 4	0,004988	0,006467
Piso 3	0,006162	0,007973
Piso 2	0,007294	0,009425
Piso 1	0,008785	0,011011

Tabela 5.10 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis – Nó 3.

Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	8,90%	5,50%
Cob. Inf.	8,36%	8,50%
Piso 7	6,50%	5,62%
Piso 6	4,07%	3,68%
Piso 5	2,51%	2,51%
Piso 4	0,73%	1,22%
Piso 3	0,62%	1,50%
Piso 2	0,07%	1,24%
Piso 1	2,66%	1,61%

- Nó 4

Tabela 5.11 - Deslocamentos do nó 4 no modelo de pisos rígidos, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos rígidos		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,010278	0,009762
Cob. Inf.	0,000307	0,000305
Piso 7	0,000989	0,000936
Piso 6	0,001959	0,001988
Piso 5	0,003097	0,003182
Piso 4	0,004346	0,004466
Piso 3	0,005643	0,005770
Piso 2	0,006992	0,007120
Piso 1	0,008339	0,008450

Tabela 5.12 - Deslocamentos do nó 4 no modelo de pisos flexíveis, para ação sísmica tipo I.

Modelo de Pisos flexíveis		
Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,010379	0,009936
Cob. Inf.	0,000336	0,000327
Piso 7	0,001070	0,001014
Piso 6	0,002091	0,002165
Piso 5	0,003242	0,003382
Piso 4	0,004497	0,004680
Piso 3	0,005777	0,005967
Piso 2	0,007144	0,007354
Piso 1	0,008485	0,008679

Tabela 5.13 - Diferença percentual entre o modelo de pisos rígidos e pisos flexíveis – Nó 4.

Piso	UX [m]	UY [m]
Cob. Sup.	0,98%	1,78%
Cob. Inf.	9,45%	7,21%
Piso 7	8,19%	8,33%
Piso 6	6,74%	8,90%
Piso 5	4,68%	6,29%
Piso 4	3,47%	4,79%
Piso 3	2,37%	3,41%
Piso 2	2,17%	3,29%
Piso 1	1,75%	2,71%

Numa análise deste tipo, em que se compara o funcionamento do piso com a sua flexibilidade real com o funcionamento do piso como corpo rígido, seria de esperar que os deslocamentos fossem superiores em alguns nós e inferiores noutros. Isto porque se está a comparar deslocamentos compatibilizados (modelo de pisos como corpo rígido) com deslocamentos advindos duma distorção do piso no plano (modelo de pisos com a flexibilidade real).

Nos resultados acima demonstrados, constata-se que os deslocamentos dos pisos flexíveis são, maioritariamente, superiores aos deslocamentos dos pisos rígidos.

No entanto, e analisando as diferenças percentuais obtidas nos quatro nós, verifica-se que o limite de 10% não é ultrapassado, pelo que, segundo a interpretação da EN 1998-1, os pisos têm um correcto funcionamento de diafragma rígido.

### 5.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO

No sentido de se avaliar a influência da variabilidade do coeficiente de comportamento aquando o dimensionamento sísmico, será realizada uma análise que permita quantificar a variação dos esforços com a variação desse coeficiente.

Para se abranger grande parte das possibilidades que a EN 1998-1 estabelece foi realizada a análise sísmica com mais três valores de coeficiente de comportamento, que são eles: 1,5; 3,0 e 3,5. Considerou-se que o valor o coeficiente de 2,2 determinado no capítulo 3, já abrangia a hipótese de 2,0 e 2,5 por ser um valor próximo destes e por consequentemente poderem não se observar variações consideráveis nas forças sísmicas.

Deste modo, serão comparados os três valores de 1,5; 3,0 e 3,5 com o valor 2,2 previamente definido.

Foram calculados os valores de cada espectro de cálculo, os quais se encontram no anexo A7. A representação dos mesmos é apresentada nas figuras 5.3, 5.4 e 5.5.

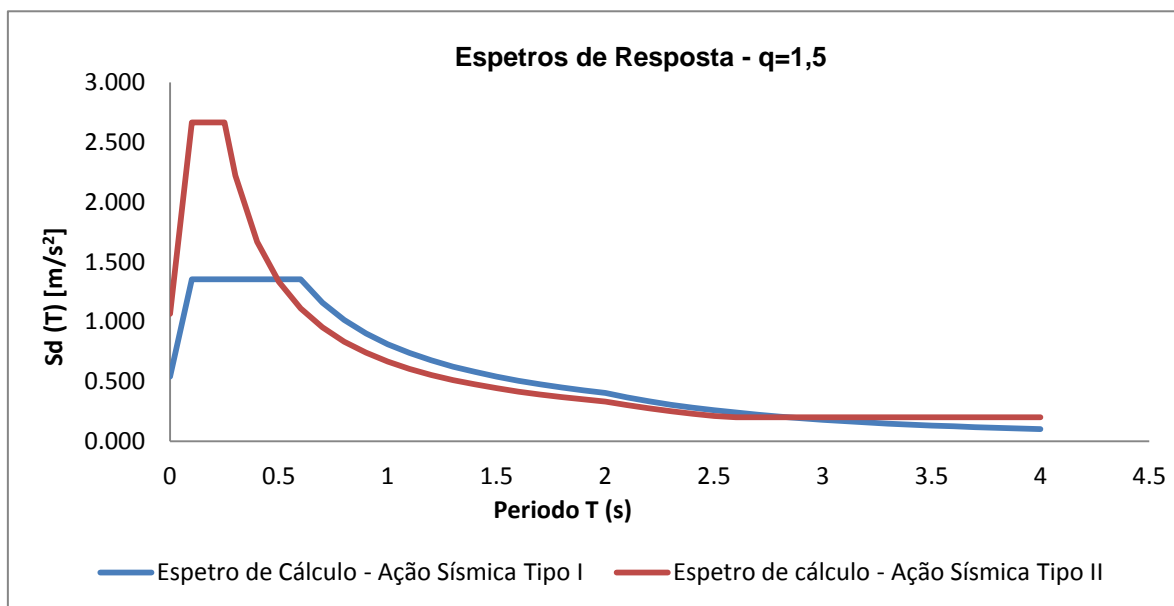


Fig. 5.3 - Espectros de resposta com coeficiente de comportamento de 1,5.

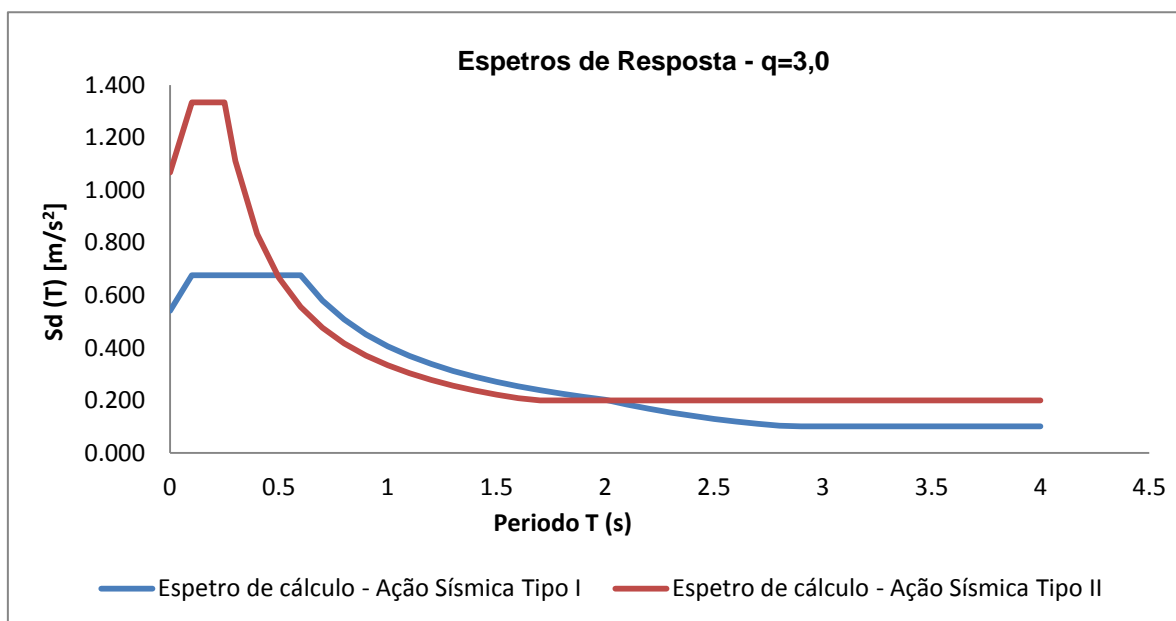


Fig. 5.4 - Espetros de resposta com coeficiente de comportamento de 3,0.

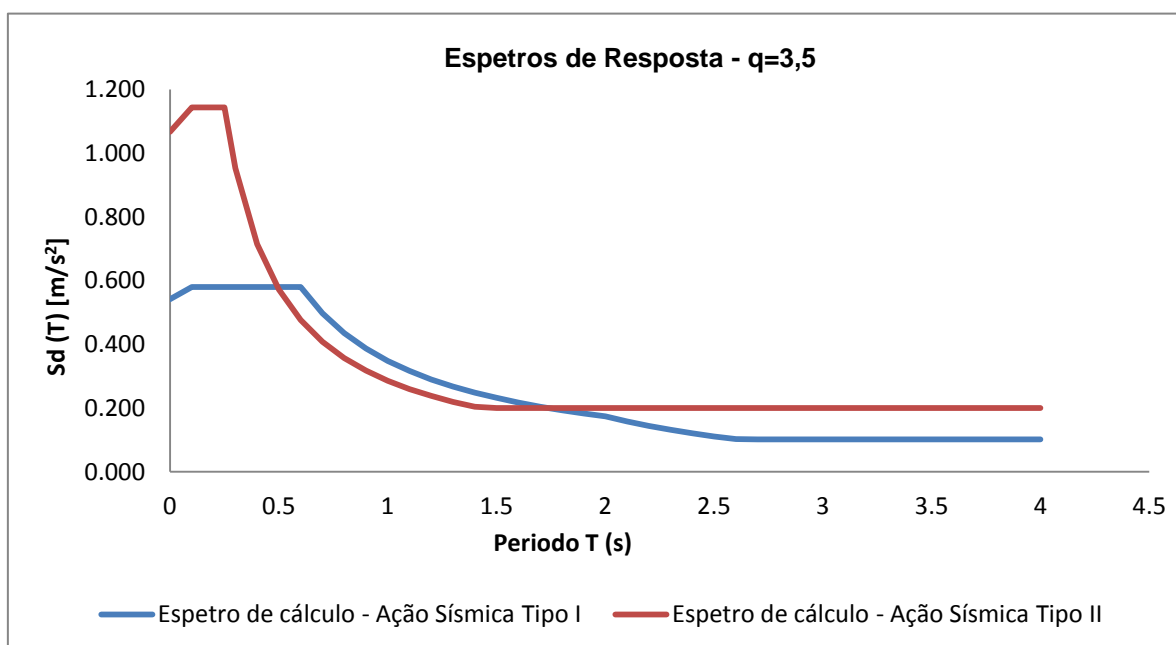


Fig. 5.5 - Espetros de resposta com coeficiente de comportamento de 3,5.



## 5.3.1. ANÁLISE DE RESULTADOS

## 5.3.1.1 Relação entre os modelos numéricos

Aquando a descrição de coeficiente de comportamento, foi referido que este é um valor pelo qual as forças sísmicas são diminuídas, para se ter em conta a comportamento não-linear da estrutura. Neste contexto é correto afirmar a diminuição do coeficiente de comportamento é proporcional ao aumento das forças sísmicas.

Para se verificar se nos vários modelos numéricos acontece corretamente esta proporção, analisou-se o somatório das reações basais dos mesmos. Os valores apresentados correspondem aos da ação sísmica tipo II, por ser a que se traduz em esforços basais mais elevados.

Os valores das reações basais para a ação do sismo tipo II, em cada modelo numérico, encontram-se na tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Reações basais nos vários modelos numéricos.

Coeficiente de comportamento	$\Sigma FX$ [kN]	$\Sigma FY$ [kN]	$\Sigma FZ$ [kN]	$\Sigma MX$ [kN.m]	$\Sigma MY$ [kN.m]	$\Sigma MZ$ [kN.m]
q = 1,5	7224,59	6677,90	10920,29	191194,76	219458,17	150097,95
q = 2,2	4927,43	4557,24	7445,65	130359,91	149661,27	102385,42
q = 3,0	3613,94	3346,28	5460,73	95614,59	109769,71	75134,62
q = 3,5	3096,04	2870,36	4683,13	81976,54	94089,11	64418,49

A relação percentual esperada, entre os esforços dos vários modelos numéricos é a que se apresenta da tabela 5.15.

Tabela 5.15 - Relação esperada entre os esforços basais dos vários modelos numéricos.

	Relação
q =1,5 vs. q =2,2	68,18%
q =1,5 vs. q =3,0	50,00%
q =1,5 vs. q =3,5	42,86%
q =2,2 vs. q =3,0	73,33%
q = 2,2 vs. q =3,5	62,86%
q =3,0 vs. q =3,5	85,71%

A relação percentual obtida, através dos resultados representados na tabela 5.14, é a que se representa na tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Relação percentual obtida entre os esforços basais dos vários modelos numéricos.

	$\Sigma FX$ [kN]	$\Sigma FY$ [kN]	$\Sigma FZ$ [kN]	$\Sigma MX$ [kN.m]	$\Sigma MY$ [kN.m]	$\Sigma MZ$ [kN.m]
q =1,5 vs. q =2,2	68,20%	68,24%	68,18%	68,18%	68,20%	68,21%
q =1,5 vs. q =3,0	50,02%	50,11%	50,01%	50,01%	50,02%	50,06%
q =1,5 vs. q =3,5	42,85%	42,98%	42,88%	42,88%	42,87%	42,92%
q =2,2 vs. q =3,0	73,34%	73,43%	73,34%	73,35%	73,35%	73,38%
q = 2,2 vs. q =3,5	62,83%	62,98%	62,90%	62,88%	62,87%	62,92%
q =3,0 vs. q =3,5	85,67%	85,78%	85,76%	85,74%	85,72%	85,74%

Verifica-se que existem corretas relações entre os vários modelos, o que permite constatar que o programa SAP2000 efetua corretamente esta análise.

#### 5.3.1.2 Verificação dos limites máximos e mínimos de corte basal

A seguinte verificação não é um requisito da EN 1998-1, mas sim do RSAEEP, o qual estabelece no seu artigo 30º, que existe um limite inferior e superior, para o efeito da ação sísmica, de modo a garantir uma resistência mínima e máxima, respetivamente, a forças horizontais na base do edifício.

O limite mínimo corresponde a 4% do peso do edifício e o máximo corresponde a 16% do mesmo valor. O peso do edifício deve ser quantificado através da soma do valor médio das cargas permanentes com o valor quase-permanente das ações variáveis. (Arêde e Delgado, 2008)

Quando o corte basal é inferior a 4% do peso do edifício, significa que as forças sísmicas são tão baixas que o edifício está a funcionar em regime elástico, não atingindo o patamar de funcionamento não linear.

Quando o valor mínimo não é respeitado, os resultados devem aumentados por um factor, obtido através da seguinte expressão:

$$\frac{0.04}{\delta} \quad (5.1)$$

Quando o valor máximo não é respeitado, os resultados devem diminuídos por um factor, obtido através da seguinte expressão:

$$\frac{\delta}{0.16} \quad (5.2)$$

Em que:

$$\delta = \frac{R}{P} \quad (5.3)$$

R – Reações máximas horizontais em X ou Y, [kN]

P – Peso do edifício, [kN]

Tal como já foi referido, valores elevados de coeficiente de comportamento resultam em forças sísmicas diminuídas. Deste modo, serão testados os valores limite do coeficiente de comportamento que, para esta estrutura, estão associados ao cumprimento dos requisitos de corte basal mínimo e máximo.

Realizou-se uma análise ao corte basal em X e Y para a ação sísmica tipo I e tipo II, nos vários modelos, quais os resultados se apresentam nas tabelas 5.17 e 5.18.

Reações Basais:

- Ação sísmica tipo I

Tabela 5.17 - Reações de corte basal para ação sísmica tipo I, nos vários modelos numéricos.

Coeficiente de comportamento	$\Sigma FX$ [kN]	$\Sigma FY$ [kN]
q = 1,5	7195,74	6286,63
q = 2,2	4908,79	4288,42
q = 3,0	3600,52	3146,43
q = 3,5	3084,67	2696,31

- Ação sísmica tipo II

Tabela 5.18 - Reações de corte basal para ação sísmica tipo I, nos vários modelos numéricos.

Coeficiente de comportamento	$\Sigma FX$ [kN]	$\Sigma FY$ [kN]
q = 1,5	7224,59	6677,90
q = 2,2	4927,43	4557,24
q = 3,0	3613,94	3346,28
q = 3,5	3096,04	2870,36

O valor do peso do edifício e o respetivos valores limite são os que se apresentam na tabela 5.19.

Tabela 5.19 - Valores limite de corte basal.

Peso do edifício [kN]	Limite Inferior [kN] 4% do peso do edifício	Limite Superior [kN] 16% do peso do edifício
92149,56	3685,98	14743,93

Verificação:

- Verificação para ação sísmica tipo I:

Tabela 5.20 - Verificação do corte basal na direção X, para a ação sísmica tipo I.

Coeficiente de comportamento	FX [kN]	Verificação
q = 1,5	7195,74	Verifica
q = 2,2	4908,79	Verifica
q = 3,0	3600,52	Não verifica limite mínimo
q = 3,5	3084,67	Não verifica limite mínimo

Tabela 5.21 - Verificação do corte basal na direção Y, para a ação sísmica tipo I.

Coeficiente de comportamento	FY [kN]	Verificação
q = 1,5	6286,63	Verifica
q = 2,2	4288,42	Verifica
q = 3,0	3146,43	Não verifica limite mínimo
q = 3,5	2696,31	Não verifica limite mínimo

- Verificação para ação sísmica tipo II:

Tabela 5.22 - Verificação do corte basal na direção X, para a ação sísmica tipo II.

Coeficiente de comportamento	FX [kN]	Verificação
q = 1,5	7224,59	Verifica
q = 2,2	4927,43	Verifica
q = 3,0	3613,94	Verifica
q = 3,5	3096,0	Não verifica limite mínimo

Tabela 5.23 - Verificação do corte basal na direção Y, para a ação sísmica tipo II.

Coeficiente de comportamento	FY [kN]	Verificação
q = 1,5	6677,90	Verifica
q = 2,2	4557,24	Verifica
q = 3,0	3346,28	Não verifica limite mínimo
q = 3,5	2870,36	Não verifica limite mínimo

Perante a verificação apresentada nas tabelas 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23, constata-se que para coeficientes de comportamento iguais ou superiores a 3,0 não é respeitado o limite mínimo de reação basal, quer na direção X, quer na direção Y.

Deste modo, para o edifício em estudo, não se justifica a utilização de valores de coeficiente igual ou superior a 3,0, pois tal implicaria a necessidade de aumentar os esforços sísmicos. Ou seja, a diminuição das forças sísmicas, pelo aumento do coeficiente de comportamento, deixa de fazer sentido pelo facto de posteriormente se ter que majorar os esforços.

Perante esta conclusão, apenas se continuará, a análise deste edifício, com os valores de coeficiente de comportamento de 1,5 e 2,2.

Considera-se que esta regra é uma boa prática de projeto, que apesar de não ser referida na EN 1998-1, é ainda usada pela maioria dos projetistas portugueses. Esta ainda a faz parte dos conteúdos programáticos da disciplina Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Deste modo, considera-se que com a passagem do RSAEEP para a EN 1998-1, perde-se um bom requisito, que desde cedo faz parte das boas práticas de projeto sísmico.

#### 5.3.1.3 Análise da variação dos esforços com a variação do coeficiente de comportamento

Como já foi referido, a variação dos esforços sísmicos é proporcional à variação do coeficiente de comportamento. No entanto, quando se estão a analisar os esforços de dimensionamento, ou seja, os esforços resultantes da combinação sísmica, essa proporcionalidade já não existe.

Deste modo, interessa avaliar as diferenças que acontecem nos esforços da combinação sísmica, aquando a variação do coeficiente de comportamento. Tal como já foi referido, esta análise será apenas realizada para os coeficientes de comportamento 1,5 e 2,2 por serem as duas hipóteses válidas na fase dimensionamento.

Para a concretização desta análise, foram retirados dos modelos numéricos, os valores máximos positivos e negativos, para os esforços de flexão e corte, registados nos dois tipos de ação sísmica. Verificou-se que quer num modelo que noutro, os valores máximos ocorrem para o mesmo elemento de área, havendo assim concordância nos resultados dos dois modelos numéricos.

Deste modo, serão apresentados dos seguintes esforços:

- M X - momento fletor na direção X;

- M Y - momento fletor na direção Y,
- V X - esforço de corte na direção X;
- V Y - esforço de corte na direção Y.

Os valores de esforços máximos positivos apresentam-se na tabela 5.24 e os de esforços máximos negativos apresentam-se na tabela 5.25.

Tabela 5.24 - Valores de esforços positivos.

	q = 1,5	q = 2,2	$\Delta F$	$\Delta F \%$
M X [kN.m/m]	37,93	32,24	5,69	17,65%
M Y [kN.m/m]	88,15	65,12	23,03	35,37%
V X [kN/m]	124,62	109,18	15,44	13,62%
V Y [kN/m]	93,09	70,71	22,38	31,65%

Tabela 5.25 - Valores de esforços negativos.

	q = 1,5	q = 2,2	$\Delta F$	$\Delta F \%$
M X [kN.m/m]	-169,90	-151,33	18,57	12,27%
M Y [kN.m/m]	-138,79	-121,42	17,37	14,51%
M XY [kN.m/m]	-46,46	-36,64	9,82	26,80%
V X [kN/m]	-91,25	-76,39	14,86	19,45%
V Y [kN/m]	-108,63	-89,80	18,83	20,97%

Pode verificar-se que para uma diminuição de coeficiente de comportamento de 2,2 para 1,5 observam-se aumentos nos esforços que podem oscilar entre os cerca de 12% e os 36%.

Observa-se que para os esforços positivos, a maior variação ocorre nos esforços de flexão e para o esforço de corte em Y, com variações entre os 17% e 36%.

Para os esforços negativos, observa-se maior variação ao nível dos esforços de torção com uma variação de cerca de 27%.

A influência da diminuição do coeficiente de comportamento, na verificação de segurança deste edifício, será realizada nos pontos 5.4.3 e 5.4.4, deste trabalho.

#### 5.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA SEGUNDO A EN 1998-1

Para a realização das verificações, previstas na EN 1998-1, será utilizado o modelo com o coeficiente de comportamento de 2,2. Utiliza-se este valor porque é aquele que foi previamente determinado no capítulo 3 da presente dissertação, segundo os critérios da norma.

Conforme foi referido no capítulo 2, a EN 1998-1 estabelece, como requisitos de desempenho, o requisito de não ocorrência de colapso e o requisito de limitação de danos. Estes dois requisitos serão verificados através da comparação da área de armadura necessária com a área de armadura existente, e através do deslocamento relativo entre pisos, respetivamente.

##### 5.4.1. VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE DANOS

No critério da limitação da deformação relativa entre pisos, a EN1998-1, prevê três opções distintas para caracterizar os elementos não estruturais, que são elas:

- Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura;

$$d_r * v \leq 0,005 * h \quad (5.4)$$

- Edifícios com elementos não estruturais dúcteis;

$$d_r * v \leq 0,0075 * h \quad (5.5)$$

- Edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais.

$$d_r * v \leq 0,010 * h \quad (5.6)$$

Em que:

$d_r$  - valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

$h$  - altura entre pisos;

$v$  - coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica, associada ao requisito de limitação de danos.

Segundo a EN 1998-1, para a classe de importância tipo III, o coeficiente  $v$  assume o valor de 0,4.

Para a determinação dos deslocamentos entre pisos, analisou-se os deslocamentos do nó 1, o qual se encontra representado na figura 5.2, para o caso da ação sísmica tipo I.

Com os deslocamentos em cada piso determinaram-se os deslocamentos relativos, entre o topo do edifício e a base de cada piso, nas direções X e Y. Os cálculos realizados para a verificação da limitação de danos encontram-se apresentados na tabela 5.26. Optou-se por analisar o limite que diz respeito à equação (5.4), por ser o conservativo.

Tabela 5.26 - Verificação do requisito de limitação de danos no nó 1.

	drx [m]	dry [m]	h [m]	v	drx*v [m]	dry*v [m]	Limite: 0.005*h [m]
Cob. Sup. - Cob. Inf.	0,000902	0,001128	3,80	0,4	0,0004	0,0005	0,0190
Cob. Inf. - Piso 7	0,000845	0,001094	3,60	0,4	0,0007	0,0008	0,0180
Piso 7 - Piso 6	0,000849	0,001127	3,60	0,4	0,0007	0,0008	0,0180
Piso 6 - Piso 5	0,000818	0,001104	3,60	0,4	0,0007	0,0008	0,0180
Piso 5 - Piso 4	0,000789	0,00109	3,60	0,4	0,0006	0,0007	0,0180
Piso 4 - Piso 3	0,000718	0,001005	3,60	0,4	0,0006	0,0007	0,0180
Piso 3 - Piso 2	0,000621	0,000862	3,75	0,4	0,0005	0,0006	0,0188
Piso 2 - Piso 1	0,000438	0,000489	3,75	0,4	0,0003	0,0003	0,0188
Piso 1 - Fund	0,000204	0,000223	3,45	0,4	0,0001	0,0001	0,0173

É possível verificar que não é ultrapassado o limite imposto pela EN 1998-1, pelo que se pode afirmar, que o edifício em estudo cumpre o requisito de limitação de danos. Como o limite mais conservativo não é excedido, considera-se igualmente verificada, a limitação de danos, para a ação sísmica tipo II.

#### 5.4.2. VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Segundo o ponto 4.4.2.2 (2) da EN 1998-1, não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem (efeitos P-Δ) se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} * d_r}{V_{tot} * h} \leq 0,10 \quad (5.7)$$

Em que:

$\theta$  - coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

$P_{tot}$  - carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;

$d_r$  - valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo e na base do piso e na base do piso considerado;

$V_{tot}$  - força de corte sísmica total no piso considerado;



h- altura entre pisos.

De modo a se quantificar o coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos, em X e Y, foram retirados do programa de cálculo automático todos os resultados necessários à quantificação deste coeficiente, os quais se encontram nas tabelas 5.27 e 5.28. Optou-se por analisar novamente os deslocamentos do nó 1, para a ação sísmica tipo I, o qual está representado na figura 5.2. Os esforços representados nas tabelas seguintes também dizem respeito à ação sísmica tipo I.

- Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos na direção X

Tabela 5.27 - Coeficiente de sensibilidade para deslocamento na direção X.

	$P_{tot}$ [kN]	$d_{rx}$ [m]	$V_{tot}$ [kN]	h [m]	$\theta$
Cob. Sup. - Cob. Inf.	10392,7	0,0009	580,3	3,80	0,0043
Cob. Sup. - Piso 7	19362,5	0,0017	1438,4	3,60	0,0065
Cob. Sup. - Piso 6	32016,1	0,0026	2186,4	3,60	0,0106
Cob. Sup. - Piso 5	44613,2	0,0034	3040,9	3,60	0,0139
Cob. Sup. - Piso 4	57166,7	0,0042	3686,8	3,60	0,0181
Cob. Sup. - Piso 3	69900,1	0,0049	4202,7	3,60	0,0227
Cob. Sup. - Piso 2	82772,5	0,0055	4600,6	3,75	0,0266
Cob. Sup. - Piso 1	93142,2	0,0060	4840,1	3,75	0,0307
Cob. Sup. - Fund.	95929,2	0,0062	4927,4	3,45	0,0349

- Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos na direção Y

Tabela 5.28 - Coeficiente de sensibilidade para deslocamento na direção Y.

	$P_{tot}$ [kN]	$d_{ry}$ [m]	$V_{tot}$ [kN]	h [m]	$\theta$
Cob. Sup. - Cob. Inf.	10392,7	0,0011	580,3	3,80	0,0053
Cob. Sup. - Piso 7	19362,5	0,0022	1438,4	3,60	0,0083
Cob. Sup. - Piso 6	32016,1	0,0033	2186,4	3,60	0,0136
Cob. Sup. - Piso 5	44613,2	0,0045	3040,9	3,60	0,0181
Cob. Sup. - Piso 4	57166,7	0,0055	3686,8	3,60	0,0239
Cob. Sup. - Piso 3	69900,1	0,0065	4202,7	3,60	0,0303
Cob. Sup. - Piso 2	82772,5	0,0074	4600,6	3,75	0,0356
Cob. Sup. - Piso 1	93142,2	0,0079	4840,1	3,75	0,0405
Cob. Sup. - Fund.	95929,2	0,0081	4927,4	3,45	0,0458

Verifica-se que em ambas as direções não é excedido o valor limite de 0,10 pelo que se pode concluir que não é necessário considerar os efeitos de segunda ordem. Como o coeficiente assume valores baixos em relação ao limite de 0,10 consideram-se igualmente verificados os efeitos de segunda ordem para o caso da ação sísmica tipo II.

#### 5.4.3. VERIFICAÇÕES PARA PAREDES DE GRANDES DIMENSÕES DE BETÃO FRACAMENTE ARMADO

##### 5.4.3.1 Verificação das restrições geométricas

O ponto 5.4.1.2.4 (1) da EN 1998-1 refere que a espessura da alma,  $b_{w0}$ , deverá satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{w0} = \max\{0,15; h_s/20\} \quad (5.8)$$

Em que  $h_s$  é a altura livre do piso em metros.

Neste edifício as alturas livres do piso variam entre 3,45 m e 3,80 m. Como tal, a condição  $h_s/20$  varia entre 0,17 m e 0,19 m.

Este edifício é constituído por paredes de 0,15 m e 0,20 m, logo, as paredes de 0,15 m não respeitam o limite mínimo de espessura. As paredes de 0,15 m poderão ser localizadas com a análise da figura 3.13 e com a tabela 3.2, do capítulo 3 deste trabalho.

##### 5.4.3.2 Verificação à resistência ao esforço de flexão

A EN 1998-1 refere que deve verificar-se a resistência à flexão com as disposições da EN 1992-1-1. A verificação da resistência à flexão será realizada através da comparação entre a quantidade de armadura requerida e a quantidade de armadura existente. Para a determinação das armaduras de flexão recorreu-se ao livro Tabelas e Ábacos.

Para se obter a percentagem mecânica de armadura é necessário que se conheçam os valores de esforço normal e momentos fletores reduzidos.

Estes parâmetros são dados pelas expressões:

- Esforço Axial Reduzido:

$$v = \frac{N_{Rd}}{h * b * f_{cd}} \quad (5.9)$$

- Momento reduzido na direção X:

$$\mu_x = \frac{M_{Edx}}{h*b^2*f_{cd}} \quad (5.10)$$

- Momento reduzido na direção Y:

$$\mu_y = \frac{M_{Edy}}{h*b^2*f_{cd}} \quad (5.11)$$

- Taxa mecânica de armadura:

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{bh} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (5.12)$$

Em que:

$N_{Rd}$  - valor do esforço axial [kN];

$M_{Edx}$  - momento fletor na direção X [kN. m];

$M_{Edy}$  - momento fletor na direção Y [kN. m];

$A_{s,tot}$  - área de armadura [m<sup>2</sup>];

$h$  - altura do elemento estrutural [m];

$b$  - base do elemento estrutural [m];

$f_{cd}$  - valor de cálculo da resistência mecânica do betão [MPa];

$f_{yd}$  - valor de cálculo da resistência do aço [MPa].

A verificação de segurança será realizada através dos esforços máximos obtidos na análise. Serão analisadas as três combinações de esforços que correspondem ao maior esforço de flexão positivo e negativo na direção X e Y, com os respetivos concomitantes. Para este tipo de paredes, a EN 1998-1 refere que na verificação do estado último de flexão composta, deve ser tido em conta o esforço axial dinâmico, o qual representa 50% do esforço axial na parede devido às forças gravíticas presentes na situação de projecto sísmica. A consideração do esforço axial dinâmico tem a ver com o levantamento em relação ao terreno, que estas paredes experimentam em caso de sismo. Neste contexto, o esforço obtido na análise foi reduzido em 50%, o qual vem descrito nas tabelas 5.29, 5.30 e 5.31.

As combinações de esforços máximos obtidos, com o coeficiente de comportamento de 2,2, foram as seguintes:

Tabela 5.29 - Combinação de esforços para o momento máximo negativo MX.

Combinação de esforços 1		
Momento Máximo negativo MX [kN/m]	Concomitantes	
	MY [kN/m]	N dinâmico [kN]
-151,33	-121,42	1135,92

Tabela 5.30 - Combinação de esforços para o momento máximo positivo MY.

Combinação de esforços 2		
Momento Máximo positivo MY [kN/m]	Concomitantes	
	MX [kN/m]	N dinâmico [kN]
65,12	2,03	853,13

Tabela 5.31 - Combinação de esforços para o momento máximo positivo MX.

Combinação de esforços 3		
Momento Máximo positivo MX [kN/m]	Concomitantes	
	MY [kN/m]	N dinâmico [kN]
32,24	-10,22	508,44

O momento máximo negativo MY é o concomitante da combinação do momento máximo negativo MX, pelo que se aglomeram dois esforços máximos numa combinação só.

O betão é o C20/25, o qual possui um valor de  $f_{cd}$  igual a 13,33 MPa e o aço é do tipo A500, o qual possui um valor de  $f_{syd}$  igual a 435 MPa

A altura  $h$  é a espessura da parede e a base é o comprimento, que no caso será considerado igual a 1,0 m. A espessura utilizada foi a de 0,15 m, por ser aquela a que traduz à verificação de segurança mais conservativa. Estes dados encontram-se apresentados na 5.32.

Tabela 5.32 - Dados da parede estrutural a analisar.

$h$ [m]	1,0
$b$ [m]	0,15
$f_{cd}$ [MPa]	13,33
$f_{syd}$ [MPa]	435

As três combinações apresentam-se resumidas na tabela 5.33.

Tabela 5.33 - Esforços máximos e respectivos concomitantes.

	M X [kN.m/m]	M Y [kN.m/m]	N [kN]
Combinação 1	-151,33	-121,42	1135,92
Combinação 2	2,03	65,12	853,13
Combinação 3	32,24	-10,22	508,44

Os valores reduzidos, determinados pelas equações 5.6, 5.7 e 5.8, estão apresentados na tabela 5.34.

Tabela 5.34 - Valores reduzidos dos esforços.

	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
$\mu_x$	0,0757	0,0010	0,0161
$\mu_y$	0,0607	0,0326	0,0051
$v$	0,57	0,43	0,25

Para estes valores reduzidos a taxa mecânica de armadura  $\omega$  é nula. Deve-se ao facto já seria de esperar, por se tratar de uma secção de grandes dimensões com momentos de flexão baixos associados a elevados valores de esforço axial. A verificação de segurança a esforços de flexão fica deste modo reduzida à verificação de existência de armadura mínima.

Como a taxa de armadura requerida é nula, não se considera necessário verificar a influência, na resistência à flexão, da diminuição do coeficiente de comportamento para 1,5, pois resultaria igualmente em esforços reduzidos muito baixos.

#### 5.4.3.3 Verificação à Resistência ao esforço transversal

No ponto 5.4.2.5 (1) da EN 1998-1 é referido que, nas paredes de grandes dimensões fracamente armadas, para se assegurar que a cedência por flexão precede o estado limite último de esforço transversal, deve aumentar-se o esforço transversal obtido na análise, através da seguinte expressão:

$$V_{Ed} = V_{Ed}' * \frac{q+1}{2} \quad (5.13)$$

Em que:

$V_{Ed}$  - esforço transversal majorado;

$V_{Ed}'$  - esforço transversal obtido na análise;

$q$  - coeficiente de comportamento.

Como o esforço transversal é à partida o esforço mais condicionante, irá-se analisar os dois cenários de coeficiente de comportamento, de forma a ser possível verificar se a diminuição de 2,2 para 1,5 condiciona a verificação de segurança.

Desta forma, o factor de majoração para os dois coeficientes de comportamento são os seguintes:

- Coeficiente de comportamento de 2,2:

$$\frac{q + 1}{2} = \frac{2,2 + 1}{2} = 1,6$$

- Coeficiente de comportamento de 1,5:

$$\frac{q + 1}{2} = \frac{1,5 + 1}{2} = 1,25$$

No Ponto 5.4.3.5.2 (1) da EN 1998-1 é referido que caso o esforço seja inferior ao valor de cálculo da resistência ao esforço transversal,  $V_{Rd,c}$  não é necessário adotar na alma a taxa mínima de armaduras de esforço transversal, devido à margem de segurança correspondente à majoração dos valores de cálculo os esforços transversos. Quando o  $V_{Ed}$  for superior a  $V_{Rd,c}$  a armadura deve ser calculada de acordo com a EN 1992-1-1:2004, considerando um modelo de treliça de inclinação variável ou um modelo de escoras e tirantes.

No sentido de se analisar a resistência das secções, retirou-se do programa de cálculo automático aos valores máximos observados de esforço transversal ao nível paredes com 0,20 m de espessura e ao nível das paredes com 0,15 m. Esse registo foi realizado tendo em conta o valor máximo ocorrido entre a fundação - piso 5 e entre piso 5 – cobertura superior, que são os por treços de parede em que a solução de armaduras se mantém constante.

Os valores máximos de esforço transversal são os que se apresentam na tabela 5.35.

Tabela 5.35 - Esforço axial máximo nas paredes de 0,15 m e 0,20 m.

		$V_{Ed,máx}$ [kN/m] com $q=1,5$	$V_{Ed,máx}$ [kN/m] com $q=2,2$
Fund. - Piso 5	Parede de 0,20 m	93,59	75,57
	Parede de 0,15 m	91,68	74,13
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	124,62	109,18
	Parede de 0,15 m	110,53	90,48

Os valores máximos majorados  $V_{Ed'}$ , são os que se apresentam na tabela 5.36.

Tabela 5.36 - Esforço axial máximo majorado.

		$V_{Ed',máx}[\text{kN/m}]$ com $q=1,5$	$V_{Ed',máx}[\text{kN/m}]$ com $q=2,2$
Fund.- Piso 5	Parede de 0,20 m	116,99	120,91
	Parede de 0,15 m	114,61	118,61
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	155,78	174,69
	Parede de 0,15 m	138,16	144,77

Verifica-se que o esforço transversal passa a ser mais baixo, para o coeficiente de comportamento de 1,5, e mais elevado para o coeficiente de comportamento de 2,2. Isto deve-se ao facto do factor de majoração ser dependente do valor do coeficiente de comportamento. Quanto menor for o coeficiente de comportamento, menor é o quociente de majoração, e vice-versa. Como os esforços não são muito dispares entre si, a situação inverteu-se, e é o coeficiente de 2,2 que traduz maiores esforços de corte.

Para a verificação de segurança torna-se necessário a determinação da resistência ao esforço transversal,  $V_{Rd,c}$ . Segundo a EN 1992-1-1, o valor do esforço transversal resistente, para elementos em que não é requerida armadura de esforço transversal, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{rd,c} * k * (100 * \rho * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b * d \quad (5.14)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = v_{min} * b * d \quad (5.15)$$

Em que:

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma}; \quad (5.16)$$

$$\gamma = 1,5;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ com } d \text{ em mm}; \quad (5.17)$$

$$\rho = \frac{A_{sw}}{b * d}; \quad (5.18)$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}}; \quad (5.19)$$

$f_{ck}$  - resistência característica do betão em MPa;

b - base da secção considerada;

d - altura útil da secção considerada;

$A_{sw}$  área de armadura de tração.

O cálculo da resistência da secção das paredes de 0,20 m e 0,15 m, entre a fundação e o piso 5 e entre o piso 5 e a cobertura superior, é representado na tabela 5.37.

Tabela 5.37 - Determinação da resistência ao esforço transversal.

		$A_{sw}$ [m <sup>2</sup> ]	d [m]	b [m]	$Crd, c$	k	$\rho$	$f_{ck}$ [MPa]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]
Fund. - Piso 5	Parede de 0,20 m	10,48	0,16	1,0	0,12	2,12	0,0066	20	<b>95,86</b>
	Parede de 0,15 m	10,48	0,11	1,0	0,12	2,35	0,0095	20	<b>82,80</b>
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	6,70	0,16	1,0	0,12	2,12	0,0042	20	<b>82,58</b>
	Parede de 0,15 m	6,70	0,11	1,0	0,12	2,35	0,0061	20	<b>71,33</b>

Verificação do limite mínimo:

Tabela 5.38 - Determinação da resistência mínima ao esforço transversal.

		$v_{min}$	d [m]	b [m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]
Fund. - Piso 5	Parede de 0,20 m	0,20101	0,16	1,0	<b>143,83</b>
	Parede de 0,15 m	0,20805	0,11	1,0	<b>102,35</b>
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	0,20101	0,16	1,0	<b>143,83</b>
	Parede de 0,15 m	0,20805	0,11	1,0	<b>102,35</b>

Conforme se pode verificar nas tabelas 5.37 e 5.38, o valor mínimo do esforço resistente é superior ao determinado pela expressão 5.14. Considera-se que a resistência das diferentes secções é dada pelos valores mínimos de resistência, observados na tabela 5.38.

Conforme se pode verificar através da tabela 5.36, com a excepção das paredes de 0,20 m entre a fundação e o piso 5, o esforço transversal de solicitação é superior ao esforço transversal resistente, para ambos os casos de coeficiente de comportamento, o que significa que é necessária armadura de transversal.

Deste modo, determinou-se a quantidade de armadura necessária para resistir ao esforço transversal, para se verificar se a armadura existente é ou não suficiente.

A área de armadura será determinada através da expressão 5.20, que consta no ponto 6.2.3 (3) da EN 1992-1-1.

$$V_{Rd,c1} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\theta \quad (5.20)$$



Em que:

$A_{sw}$  - área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

$s$  - espaçamento dos estribos;

$z = 0,9d$ ;

$d$  - altura útil da secção;

$f_{ywd}$  - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

$\theta$  - inclinação das treliças.

O valor recomendado para  $\cot\theta$  encontra-se no seguinte intervalo:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5$$

Será adotado um valor de  $\cot\theta$  igual e 1, ou seja, considera-se que  $\theta$  é 45°.

A determinação de armadura para a situação mais desfavorável de esforço transverso encontra-se na tabela 5.39.

Tabela 5.39 - Determinação da área de armadura para resistência ao esforço transverso.

		$V_{Ed,m\acute{a}x}$ [kN]	$z$ [m]	$f_{ywd}$ [MPa]	$\cot\theta$	$\frac{A_{sw}}{s}$ [cm <sup>2</sup> /m]
Fund. - Piso 5	Parede de 0,15 m	118,61	0,11	435	1	24,79
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	174,69	0,16	435	1	25,10
	Parede de 0,15 m	144,77	0,11	435	1	30,25

Na tabela 5.40 apresenta-se a comparação entre a armadura requerida de esforço transverso e a existente.

Tabela 5.40 - Comparação entre armadura requerida e armadura existente.

		$\frac{A_{sw}}{s}$ requerida [cm <sup>2</sup> /m]	$\frac{A_{sw}}{s}$ existente [cm <sup>2</sup> /m]
Fund. - Piso 5	Parede de 0,15 m	24,79	10,47
Piso 5 - Cob. Sup.	Parede de 0,20 m	25,10	6,70
	Parede de 0,15 m	30,25	6,70

Verifica-se que a armadura existente não é suficiente para resistir ao esforço transversal. As diferenças entre a armadura requerida e a armadura existente são consideráveis. Interessa constatar que, caso não fosse necessário majorar o esforço transversal, obtido da análise, a solução existente nas paredes, era suficiente para resistir ao esforço transversal de solicitação, em ambos os casos de coeficiente de comportamento.

Neste contexto, interessa perceber o porquê de a EN 1998-1 obrigar a esse aumento.

Segundo a EN 1998-1, as paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado devem desenvolver uma fendilhação e um comportamento não elástico limitado. Ou seja, poderá se afirmar que as paredes terão que funcionar próximas do regime elástico, sendo para tal necessário proceder ao aumento dos esforços para que a armadura a colocar nas paredes seja a suficiente para limitar o regime não linear. De alguma forma, este conceito contraria o efeito do coeficiente de comportamento, o qual diminui os esforços sísmicos elásticos.

#### 5.4.3.4 Verificação das disposições construtivas para a ductilidade local

Para paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado a EN 1998-1 estabelece, no ponto 5.4.3.5.3, um conjunto de regras para que seja garantida a ductilidade local. Para verificar os requisitos de ductilidade local, irá se analisar a solução de armaduras existente nas paredes estruturais.

Serão anunciadas de seguida as disposições construtivas referidas na EN 1998-1:

- Os varões verticais deverão ser abraçados por uma cinta ou por um gancho vertical de diâmetro superior a 6 mm ou a um terço do diâmetro do varão vertical.

Tal como referido na tabela 5.1, as armaduras verticais e horizontais possuem diâmetros de 12 mm, de 10 mm e de 8 mm. O facto de as armaduras horizontais possuírem diâmetros iguais às armaduras verticais faz com que este requisito esteja cumprido.

- O espaçamento vertical das cintas e dos ganchos não deverá ser superior ao menor dos valores: 100 mm ou 8 vezes o diâmetro da armadura vertical.

O espaçamento entre cintas é constante em altura em todas as paredes, o qual assume um valor de 150 mm. Este valor é superior ao valor imposto de 100 mm e ao valor de 8 vezes o diâmetro da armadura vertical, pelo que se considera verificado este requisito.

- O diâmetro dos varões verticais não deverá ser inferior a 12 mm no piso inferior do edifício, ou em qualquer outro piso em que o comprimento da parede seja reduzido em relação ao do piso inferior em mais de um terço da altura do piso. Em todos os outros pisos, o diâmetro dos varões verticais não deverá ser inferior a 10 mm.

O edifício em estudo é constituído por pisos com alturas entre 3,45 m e 3,8 m. Nenhuma das paredes estruturais possui um comprimento inferior a um terço de qualquer altura de piso existente no edifício. Deste modo, apenas no piso inferior do edifício é necessário varões com diâmetro mínimo de 12 mm. Com exceção da parede 19 DIR, este limite não é respeitado, uma vez que os varões existentes, nas restantes, são de 100 mm.

- Deverão ser adotadas cintas de aço contínuas, horizontais ou verticais ao longo de todas as interseções entre paredes, em todos os níveis dos pisos, e em torno das aberturas na parede.

Nos pormenores disponíveis dos desenhos estruturais das paredes, os quais se encontram no anexo A6, é possível verificar que as cintas de aço são realizadas de forma contínua, pelo que se poderá considerar que este requisito também se encontra verificado.

#### 5.4.3.5 Verificação de armaduras mínimas e máximas

No ponto 5.4.3.5.2 (1) da EN 1998-1 é referido que o valor recomendado de armadura mínima e máxima para parede de grandes dimensões de betão fracamente armado é o definido para paredes na EN 1992-1-1, a qual define, no ponto 9.6.2 e 9.6.3, os seguintes limites mínimos e máximos:

- Armaduras Verticais:

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c \quad (5.21)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 * A_c \quad (5.22)$$

- Armaduras horizontais:

$$A_{s,min} = \left\{ \begin{array}{c} 25\% \text{ da armadura vertical} \\ \text{ou} \\ 0,001 * A_c \end{array} \right\}, \text{ o maior dos valores} \quad (5.23)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 * A_c \quad (5.24)$$

Em que:

$A_c$  - área da secção.

Considerando que a análise é realizada por metro de secção, a área da secção das paredes de 0,20 m e 0,15 m, é igual ao próprio valor da espessura.

Os valores limite para as armaduras verticais encontram-se na tabela 5.41 e 5.42.

Tabela 5.41 - Armadura vertical mínima.

	Paredes de 0,20 m	Paredes de 0,15 m
	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,002 $A_c$	4,0	3,0

Tabela 5.42 - Armadura vertical máxima.

	Paredes de 0,20 m	Paredes de 0,15 m
	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,04 Ac	80,0	60,0

Os valores limite para as armaduras horizontais encontram-se na tabela 5.43 e 5.44.

Tabela 5.43 - Armadura horizontal mínima.

	Paredes de 0,20 m		Paredes de 0,15 m	
	25% da armadura vertical [cm <sup>2</sup> /m]	0,001 Ac [cm <sup>2</sup> /m]	25% da armadura existente [cm <sup>2</sup> /m]	0,001 Ac [cm <sup>2</sup> /m]
Fund. - Piso 5	2,62	2,0	2,62	1,5
Piso 5 - Cob. Sup.	1,68	2,0	1,68	1,5

Tabela 5.44 - Armadura horizontal máxima.

	Paredes de 0,20 m	Paredes de 0,15 m
	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,máx}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0,04 Ac	80,0	60,0

Conforme se poderá constatar na tabela 5.1, a armadura vertical e horizontal existente, na grande maioria das paredes, entre a fundação e o piso 5 é de 10,47 cm<sup>2</sup>/m e entre o piso 5 e a cobertura superior é de 6,70 cm<sup>2</sup>/m. Na parede 19DIR, entre a fundação e o piso 2 a armadura existente é de 15,08 cm<sup>2</sup>/m, entre o piso 2 e o piso 6 é de 10,47 cm<sup>2</sup>/m e entre o piso 6 e a cobertura superior é de 6,70 cm<sup>2</sup>/m.

Perante a análise das armaduras existentes, verifica-se que os limites de armadura mínima e máxima, para a armadura vertical e horizontal, são respeitados.

#### 5.4.4. VERIFICAÇÕES PARA PAREDES DÚCTEIS

##### 5.4.4.1 Verificação das restrições geométricas

A restrição geométrica, para paredes dúcteis, é a mesma para a opção de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado. Desta forma, conforme já foi exposto no ponto 5.4.3.1, na verificação para paredes dúcteis, as paredes de 0.15 m, continuam sem verificar este requisito.

##### 5.4.4.2 Verificação à resistência ao esforço de flexão

Relativamente às paredes dúcteis, a EN 1998-1 permite efectuar uma redistribuição dos esforços, de flexão, até 30%. Refere ainda que devem ser tidas em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura das paredes sísmicas primárias, e que neste contexto, se deve considerar uma envolvente de cálculo para os momentos fletores.

Considera-se que os critérios acima referidos são critérios mais associados à fase de dimensionamento, pelo que nesta verificação de segurança será realizada tendo em conta os valores obtidos na análise.

A verificação da resistência à flexão para paredes dúcteis é realizada de igual forma às paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, ou seja, através dos requisitos da EN 1992-1-1.

Neste tipo de paredes não é necessário a consideração do esforço axial dinâmico, pelo que a verificação será realizada com o esforço axial obtido na análise.

Deste modo, os esforços a considerar são os que se apresentam na tabela 5.45.

Tabela 5.45 - Esforços máximos e respetivos concomitantes.

	M X [kN.m/m]	M Y [kN.m/m]	N [kN]
Combinação 1	-151,33	-121,42	2271,83
Combinação 2	2,03	65,12	1706,26
Combinação 3	32,24	-10,22	1016,87

Os valores reduzidos, determinados pelas equações 5.6, 5.7 e 5.8, apresentam-se na tabela 5.46.

Tabela 5.46 - Valores reduzidos dos esforços.

	Combinação 1	Combinação 2	Combinação 3
$\mu_x$	0,0757	0,0010	0,0161
$\mu_y$	0,0607	0,0326	0,0051
$v$	1.14	0.85	0.51

Como seria de esperar, o aumento do esforço axial é favorável, pelo que se continua com valores reduzidos muito baixos, os quais levam apenas à necessidade de armadura mínima.

A EN 1998-1 estabelece ainda que nas paredes sísmicas primárias. O valor do esforço axial reduzido,  $v$ , não deverá ser superior a 0.4. Ao analisar a tabela 5.46, verifica-se que não é respeitado o limite previsto na norma.

#### 5.4.4.3 Verificação à Resistência ao esforço transversal

A verificação ao esforço transversal passa igualmente por verificar as disposições previstas na EN 1992-1-1. A principal diferença entre esta tipologia de parede e a anterior, é que para paredes dúcteis não é necessário majorar o esforço transversal.

No sentido de se verificar a resistência das secções, analisou-se os esforços de corte máximos, não majorados, que se encontram na tabela 5.35. A determinação da secção resistente é realizada de igual forma às paredes de betão de grandes dimensões fracamente armado. As resistências das diferentes secções já foram calculadas no ponto 5.4.4.3, as quais se encontram descritas na tabela 5.38.

Analisando a tabela 5.35 e 5.38, é possível constatar que o esforço transversal resistente é superior ao esforço transversal atuante, para ambos os casos de coeficiente de comportamento, ficando desta forma verificada a resistência.

É de notar que esta poderá ser uma das grandes diferenças, entre se considerar paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado e paredes dúcteis, pois para as primeiras seria necessário proceder a uma operação de reforço, resultante da necessidade de se majorar o esforço da análise, e para estas já é verificada a segurança ao corte.

#### 5.4.4.4 Verificação das disposições construtivas para a ductilidade local

Para paredes dúcteis, a EN 1998-1 estabelece, no ponto 5.4.3.4.2, um conjunto de regras para que seja garantida a ductilidade local. Para verificar os requisitos de ductilidade local, irá se analisar a solução de armaduras existente nas paredes estruturais.

É necessário definir a altura crítica, que segundo a EN 1998-1, é a zona da parede onde se encontra localizada a capacidade dissipativa da mesma.

A altura da zona crítica  $h_{cr}$  acima da base da parede é:

$$h_{cr} = \max[l_w, h_w/6] \quad (5.25)$$

mas,

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * l_w \\ h_s \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 * h_s \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (5.26)$$

Em que:

$l_w$  - comprimento da parede

$h_s$  - altura livre do piso

$h_w$  - altura da parede

Na impossibilidade de se calcular a altura crítica para todas as paredes, optou-se por considerar o comprimento de parede que mais se repete no edifício, que são as paredes de 6,30 m.

Deste modo,  $l_w$  assume o valor de 6,30 m ; o  $h_s$  assume o valor da altura dos pisos entre a fundação e o piso 1, ou seja, 3,45 m ; e o  $h_w$  assume o valor total da altura do edifício, ou seja, 32,75 m, sobre a qual se desenvolvem as paredes com estas características.

$$h_{cr} = \text{máx}[6,30; 5,46]$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 12,60 \\ 3,45 \text{ para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 6,90 \text{ para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$$

Segundo os critérios acima descritos, e considerando que  $n \geq 7$  pisos ,  $h_{cr} = 6,30$  m.

Chega-se à conclusão que, neste caso, a altura crítica é ditada pelo comprimento da parede. No desenvolvimento vertical de 6,30 m, é necessário que as paredes apresentem um bom desempenho de ductilidade local. Para tal, é necessário que cumpram os requisitos previstos na EN 1998-1, que são eles:

- É necessário a existência de zonas de bordo, designadas por elementos de extremidade, caracterizadas por uma maior aglomeração de taxa de armadura. Esses elementos de extremidade devem ter um comprimento  $l_c$ , medido desde a fibra mais comprimida da parede até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se, devido a grandes extensões de compressão. Como condição mínima, o comprimento  $l_c$  dos elementos de extremidade, não deverá ser inferior a  $0,15 l_w$  ou a  $1,50 b_w$ , em que  $b_w$  é a espessura da parede. O valor da espessura será considerado aquele que se leva a valores mais conservativos nesta análise, que é a espessura de 0,20 m;

$$0,15 * 6,30 = 0,945 \text{ m}$$

$$1,50 * 0,20 = 0,30 \text{ m}$$

Desta forma, é necessário que as paredes possuam em cada bordo, uma zona de confinamento, caracterizada por uma maior aglomeração de armaduras, com um comprimento de 0,945 m.

Conforme se pode verificar no anexo A6, nenhuma das paredes possui essa zona de confinamento. A armadura está igualmente distribuída em toda a secção da parede, não existindo a zona de reforço nas extremidades. Deste modo, este requisito não se encontra verificado.

Associada a esta zona de confinamento, está associada uma taxa de armadura mínima, que naturalmente também não se verifica.

- A espessura dos elementos de extremidade não deverá ser inferior a 200 mm;

Os elementos de extremidade não existem, mas caso existissem, nas paredes de 150 mm não era respeitado o limite mínimo imposto pela norma. Verifica-se novamente que estas paredes não respeitam a espessura mínima exigida.

- A distância entre varões adjacentes não deve ser superior a 400 mm.

O afastamento entre varões de armaduras horizontais e verticais é de 150 mm, pelo que se encontra verificado este requisito.

#### 5.4.4.5 Verificação de armaduras mínimas e máximas

No ponto 5.4.3.4.2 (1) da EN 1998-1 é referido que o valor recomendado de armadura mínima nos elementos de extremidade é de:

$$A_{s,min} = 0,005 * A_c \quad (5.27)$$

Nas restantes zonas, como não é referida nenhuma especificidade na EN 1998-1, considera-se os requisitos da EN 1992-1-1:

$$A_{s,min} = 0,002 * A_c \quad (5.28)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 * A_c \quad (5.29)$$

A área de armadura, associada a estes limites, é a mesma que para paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, a qual já foi previamente determinada, aquando a verificação das mesmas. Chega-se à conclusão que é respeitado o limite mínimo e máximo de armadura, para as zonas da parede, que não necessitariam de pertencer aos elementos de extremidade.

## 5.5. SUGESTÃO DE REFORÇO ESTRUTURAL

Após todas as verificações realizadas chega-se à conclusão que o edifício em estudo não cumpre o requisito de espessura mínima nas paredes de 0,15 m.



No caso de se considerar paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, seria necessário proceder ao reforço das paredes no que toca à resistência ao esforço transversal. E no caso de se considerar paredes dúcteis, seria necessário conferir uma ductilidade especial à parede, que compensasse a ausência dos elementos de extremidade.

Crê-se que uma boa forma de reforçar as paredes, para abranger a resistência ao esforço transversal e o problema da ausência dos elementos de extremidade, é proceder à aplicação de faixas de chapas metálicas ou de fibra de carbono, em ambas as faces das paredes. Esta aplicação iria conferir maior confinamento e resistência global às mesmas.



## 6.

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

#### 6.1. CONCLUSÕES

O edifício da biblioteca do campus da FEUP é um edifício com classe de importância tipo III, cuja resistência à ação sísmica é muito importante por ser um edifício que diariamente recebe um número elevado de alunos, professores e leitores visitantes. A este facto acresce ainda o valor científico e cultural de todos os elementos bibliográficos armazenados.

Projetado em 1995, é um edifício que está dimensionado através da regulamentação antiga, sendo de elevado interesse verificar a sua segurança perante os requisitos da nova legislação. O sistema estrutural do edifício analisado é constituído por paredes, pilares e lajes fungiformes, existindo vigas nos bordos do edifício.

Ao longo deste trabalho foram analisadas os principais aspetos presentes na EN 1998-1 (Eurocódigo 8 -parte 1), os quais dizem respeito ao dimensionamento sísmico de edifícios. Foi possível constatar que as novas introduções da EN 1998-1 vêm colmatar e completar alguns aspetos que se encontravam pouco coerentes no RSAEEP, como é o exemplo da definição de dois tipos de sismos, o sismo próximo e o sismo afastado, que estão devidamente caracterizados para cada zona do país.

A EN 1998-1 introduziu um novo requisito, o da limitação de danos, onde face à ação do sismo, os revestimentos dos edifícios devem manter parte da sua integridade, o que vem demonstrar a preocupação com o problema de perdas económicas excessivas, revelando existir um grande avanço deste regulamento no que respeita a questões económicas e sociais.

A modelação numérica em dois programas de cálculo automático foi de excelente utilidade. Através da análise de cada modelo, foi possível extrair conclusões acerca da correta modelação dos mesmos, pois ambos serviram de suporte para a validação de cada um. Foi ainda possível tirar o máximo proveito das potencialidades de cada programa e usá-las nas fragilidades nos mesmos. Ou seja, as fragilidades de cada programa foram completas com as potencialidades do programa oposto, levando à criação de um modelo numérico que melhor traduz a realidade.

Uma análise à distribuição dos esforços sísmicos permitiu concluir que os pilares absorvem pouca percentagem desses esforços, fazendo com que as paredes sejam os elementos estruturais principais na

resistência à ação do sismo. Os pilares e as vigas foram desta forma caracterizados por elementos secundários, e deste modo, a verificação de segurança incidiu sobre as paredes estruturais.

As análises efetuadas à variação do coeficiente de comportamento da estrutura, levaram a concluir que valores elevados de coeficiente de comportamento podem levar a que seja necessário majorar os esforços sísmicos, para que seja garantida a resistência mínima a forças horizontais. Nesta análise, conclui-se ainda que a diminuição do coeficiente de comportamento de 2,2 para 1,5, aumentam os esforços sísmicos máximos em percentagens do seguinte intervalo: [12% - 36%].

Foi ainda realizada a verificação ao funcionamento de diafragma rígido ao nível dos pisos, na qual foi possível concluir que apesar da grande abertura existente nos pisos superiores do edifício, os pisos têm um correto funcionamento de diagrama rígido.

A verificação ao estado limite de dano permitiu concluir que os deslocamentos relativos entre pisos, quando o edifício é sujeito à ação do sismo, respeitam os limites impostos para a limitação de danos.

A verificação de segurança das paredes foi realizada de forma a contemplar as duas tipologias de paredes, previstas na EN 1998-1, que são elas: paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado e paredes dúcteis.

Quanto à verificação de disposições geométricas, para ambas as tipologias de paredes, concluiu-se que as paredes estruturais do edifício com 15 cm de espessura, não cumprem a espessura mínima regulamentar.

A verificação aos estados limites últimos de flexão permitiram concluir que as paredes estruturais apenas necessitam de armadura mínima, para ambas as tipologias de paredes, a qual é respeitada pela armadura existente. No que respeita à resistência ao esforço transversal, já não foi possível verificar segurança, para o caso de paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, pelo que se seria necessário adotar uma solução de reforço. No que respeita à tipologia de paredes dúcteis, a resistência ao esforço transversal encontra-se verificada.

Relativamente à verificação das disposições construtivas, para as paredes de grandes dimensões de betão fracamente armado, são respeitados os diâmetros e espaçamentos mínimos nas armaduras horizontais. No entanto, nas armaduras verticais, não é respeitado o diâmetro mínimo dos varões nas paredes entre a fundação e o piso 1. As armaduras verticais e horizontais mínimas e máximas também se encontram verificadas.

No que respeita à verificação das disposições construtivas para paredes dúcteis, constatou-se que as paredes não cumprem o principal requisito de ductilidade local, pois não possuem elementos de extremidade, que lhes conferem um maior reforço e confinamento nos bordos das mesas. Encontram-se verificadas as armaduras mínimas e máximas e o afastamento máximo entre varões de armaduras.

Verificou-se que não existem consequências na verificação de segurança deste edifício caso se considere coeficientes de comportamento inferiores a 2,2. Este facto já engloba a questão do edifício poder ser irregular em altura, no qual é necessário diminuir o coeficiente de comportamento em 20%.

Em forma conclusiva, crê-se que os objetivos propostos foram atingidos. Analisou-se o comportamento da estrutura de um edifício existente, à luz da ação sísmica definida na nova regulamentação.

Frisa-se ainda a elevada importância de se avaliar o comportamento sísmico das estruturas, e de se efetuar uma possível reabilitação ou reforço, por se considerar ser o primeiro passo para a minoração dos efeitos gravosos das ações sísmicas.

O presente trabalho permitir o contacto com os projetos do edifício, e o contacto com dois potentes programas de cálculo automático, que são eles o SAP2000 e o Autodesk Robot Structural Analysis, o que contribuiu para um grande enriquecimento pessoal e para aprofundamento das competências adquiridas ao longo do curso.

## **6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

No sentido de se dar continuidade ao trabalho, de verificação de segurança do edifício da biblioteca da FEUP, ficam as seguintes sugestões para desenvolvimentos futuros:

- Realização de um projeto de reforço estrutural, associado a um estudo que averigue qual a melhor solução de reforço, que contemple a hipótese das duas tipologias de paredes, associado a um estudo económico. Este projeto/estudo poderá, juntamente com esta dissertação, ser apresentado à Reitoria da Universidade do Porto, para que, deliberadamente, possa proceder ao reforço real do edifício;
- Realização de um modelo numérico que incorpore a modelação numérica das fundações existentes. Com os dados geotécnicos disponíveis no anexo A2, será possível efectuar uma modelação que tem em conta os efeitos da interação solo-estrutura, sendo possível verificar se existem diminuições significativas nos esforços dos elementos estruturais. Ainda neste contexto, poderá ser de alguma importância a realização de um estudo paramétrico, que caracterize a sensibilidade da variação dos esforços à variação do tipo de solo de fundação;
- Realização de um estudo que verifique os requisitos da EN 1992-1-1, respeitantes às flechas máximas, nas lajes do edifício, em estado limite último;
- Realização de modelos simplificados pelo método de 3 graus de liberdade por piso e pelo das forças laterais, de forma a ser possível comparar eventuais diferenças entre as diferentes metodologias de cálculo. Este estudo poderá ser útil na caracterização da real regularidade ou irregularidade, em planta e em altura, do edifício. Pois quanto maior for a regularidade do edifício, maior é a aproximação dos resultados, dos métodos simplificados em relação aos resultados do modelo espacial.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allemang, R. (2003). *The modal assurance criterion - twenty years of use and abuse*. Journal of Sound and Vibration. Volume 37 (8), p.14-21.
- Arêde, A., Delgado, R. (2008). *Apontamentos das aulas teóricas da disciplina de Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Cesar, M.B, Barros, R.C. (2012). *Semi-Active Vibration Control of a Three Degree-of-Freedom Scaled Frame With a Magneto-Rheological Damper*. Tenth International Conference on Computational Structures Technology. (Editor B.H.V Topping, J.M. Adam, F.J. Pallarés, R. Bru e M.I. Romero), 2010, Scotland.
- EN 1990. (2009). *Bases para Projecto de Estruturas*.
- EN 1991-1-1. (2009). *Eurocódigo 1 parte 1- Ações gerais, Pesos volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios*.
- EN 1992-1-1. (2004). *Eurocódigo 2-Projecto de Estruturas de Betão. Regras Gerais e Regras para Edifícios*.
- EN 1998-1. (2009). *Eurocódigo 8-Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos, parte 1:Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios*.
- Martins, N. (2011). *Estudo Paramétrico do Comportamento Dinâmico de um Pórtico Experimental Face à Introdução de Assimetrias Planares - Relatório de Invertigação no âmbito do projecto COVICOCEPAD*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Martins, N. (2011). *Identificação Modal Experimental para Validação de Modelos Numéricos - Relatório de Invertigação no âmbito do projecto COVICOCEPAD*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- REBAP. (1993). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado*. Diário da República. Lisboa.
- Ribeiro, D. (2012). *Efeitos Dinâmicos Induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e Validação Experimental*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- RSAEEP. (1993). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Diário da República. Lisboa.
- Sousa, M.L. (2001). *Risco Sísmico em Portugal Continental*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Barros, H., Figueiras, J. (2010). *Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. FEUP Edições. Porto

[1] <http://paginas.fe.up.pt/~mandrade/contact-pt.html>, 05-06-2013

## BIBLIOGRAFIA ADICIONAL UTILIZADA

Alves, C. (2012). *Análise da Influência das Zonas Sísmicas e Classes de Ductilidade no Projecto de Estruturas de Edifícios*. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa.

American Concrete Institute. (1985). *Analysis and Design of High-Rise Concrete Buildings*. Jaime Moreno, Detroit.

Andrade, M. (2008). *Impacto da Acção Sísmica Prevista no Eurocódigo 8 no Dimensionamento de Estruturas*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Bagorro, M. (2009). *Avaliação do Comportamento Sísmico de um Edifício do Campus da FCT/UNL*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Carvalho, C. (2012). *Eurocódigo 8 Acção sísmica e Edifícios*. [http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/seminario\\_lisboa/EC8\\_Parte1\\_LNEC2010\\_CC.pdf](http://www.lnec.pt/qpe/eurocodigos/seminario_lisboa/EC8_Parte1_LNEC2010_CC.pdf). 09-04/2013

Coin, A. (1999). *Ossatures Des Bâtiments*. Eyrolles, Paris.

Fardis, M. (2005). *Designer's Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5*.

Fuentes, A. (1978). *Béton Arme Calcul des Ossatures*. Eyrolles, Paris.

Garevski, M., Ansal, A. (2010). *Earthquake Engineering in Europe*.

Lopes, H. (2007). *Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Orion, Amadora.

Martins, J. (2008). *Análise de Estruturas Acção dos Sismos*. Apontamentos das aulas de Estruturas Especiais/UEP.

Piralla, R.M. (1978). *Diseño Estructural*. Limusa, México.

Proença, J. (2008). *RSA- Regulamento de Segurança Acções par Edifícios e Pontes*. [https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/141242/1/Acetatos\\_RSA\\_coef\\_comp.pdf](https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/141242/1/Acetatos_RSA_coef_comp.pdf)

Timoshenko, S., Krieger, S. (1959). *Theory of Plates and Shells*, México.

[http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2\\_24\\_5.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/Folhas2_24_5.pdf) 15-05-2013

Computers & Structures INC. (2009) *User's Manual Includes: Getting Started, Basic Analysis Reference, Introductory Tutorial*. Computers & Structures INC. Califórnia



# ANEXOS

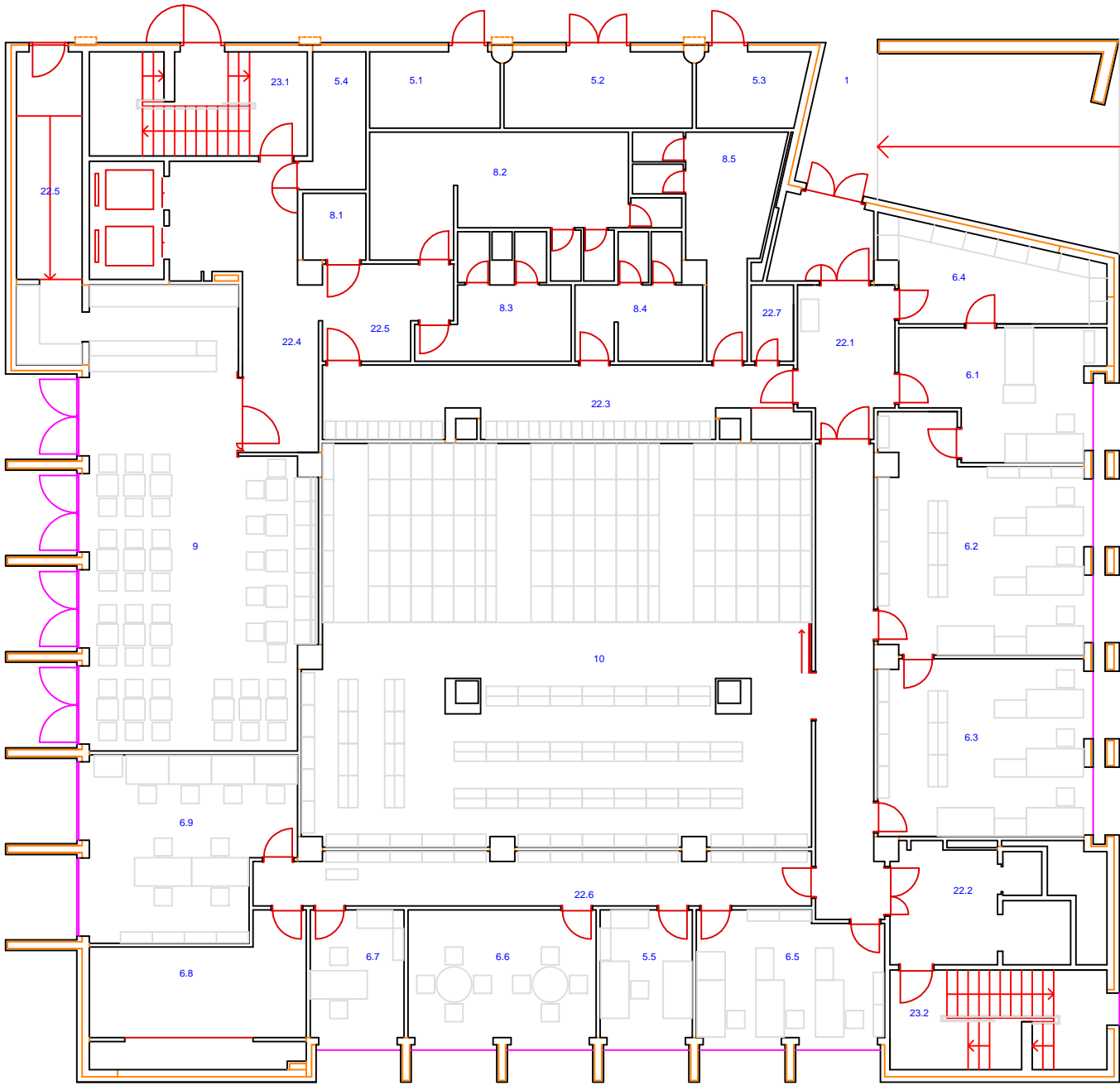
**A1**

**PLANTAS DE ARQUITETURA  
E ALÇADOS**

PISO 0

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

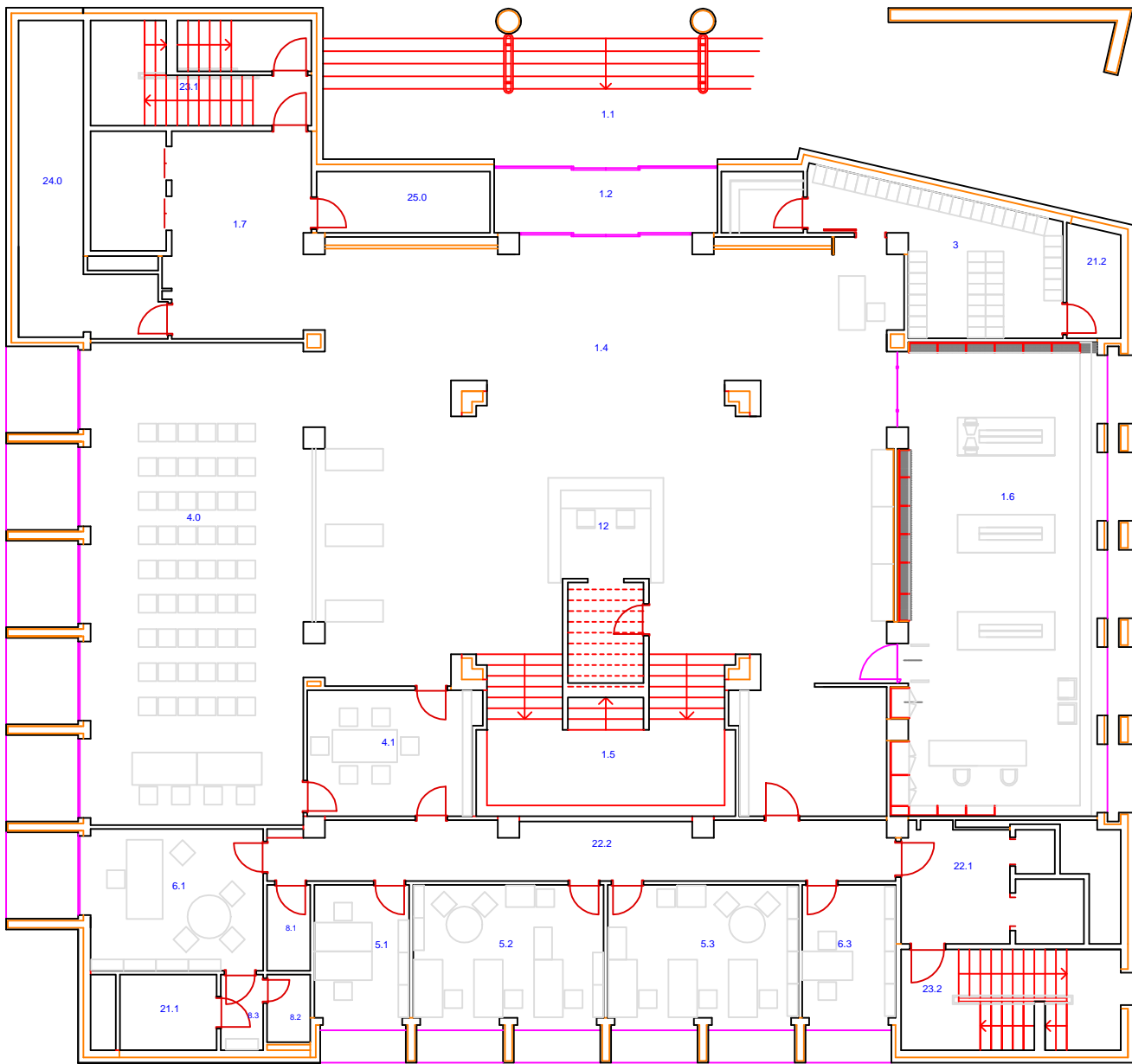
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



LEGENDA

- |     |                            |     |                      |
|-----|----------------------------|-----|----------------------|
| 1   | PATIO                      | 6.6 | SALA DE FUNCIONARIOS |
| 5   | SERV. TECNICOS             | 6.7 | REPROGRAFIA          |
| 5.5 | SALA DE REPOUSO            | 6.8 | ARQUIVO CORRENTE     |
| 6   | GABINETE                   | 6.9 | INFORMATICA          |
| 6.1 | RECEPCAO                   | 8   | INST. SANITARIAS     |
| 6.2 | SALA DE INDEXACAO          | 9   | BAR                  |
| 6.3 | SALA DE TRATAMENTO TECNICO | 10  | DEPOSITO             |
| 6.4 | ECONOMATO                  | 22  | CORREDOR             |
| 6.5 | PERIODICOS                 | 23  | ESCADA               |

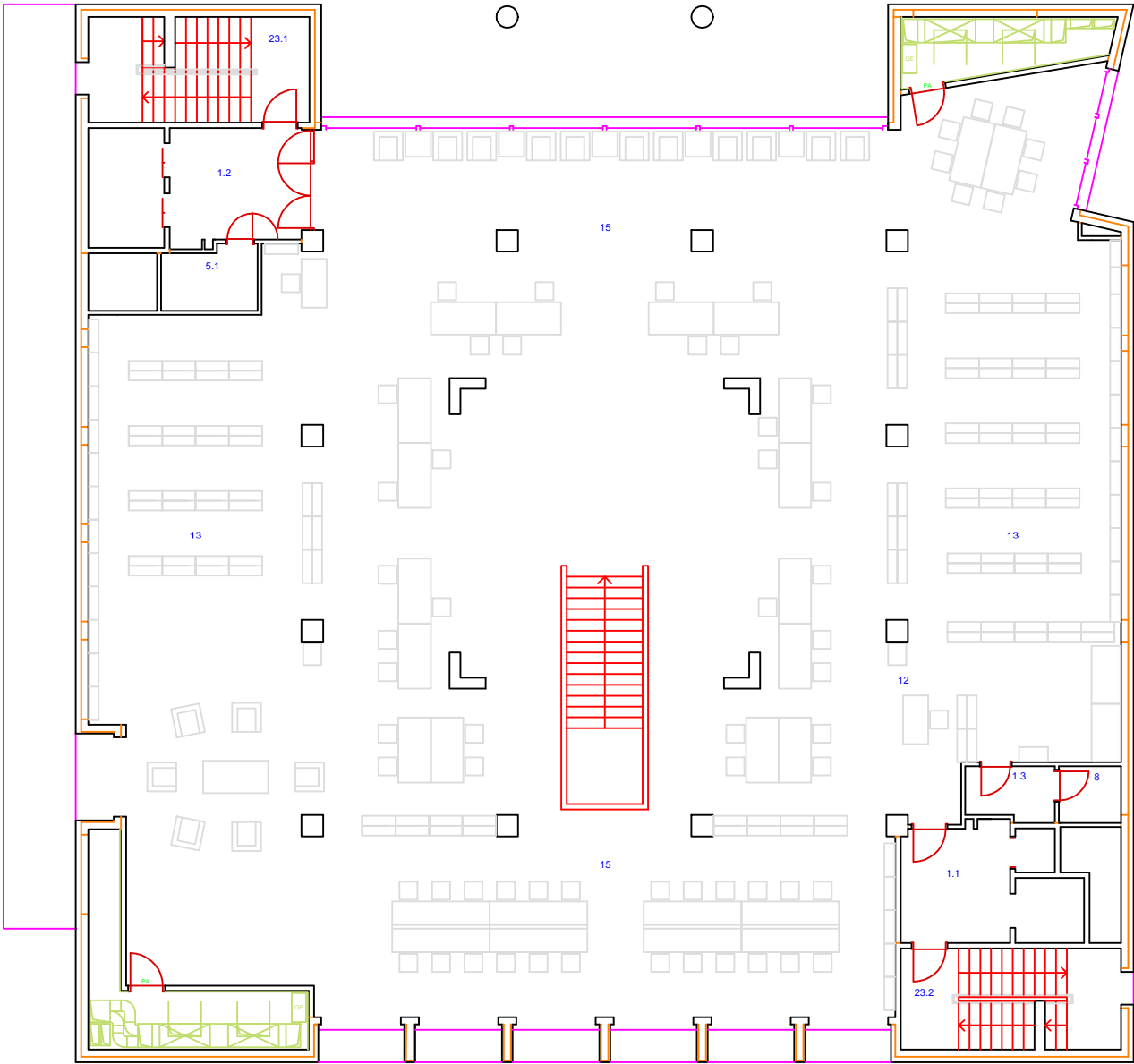
PISO 1



LEGENDA

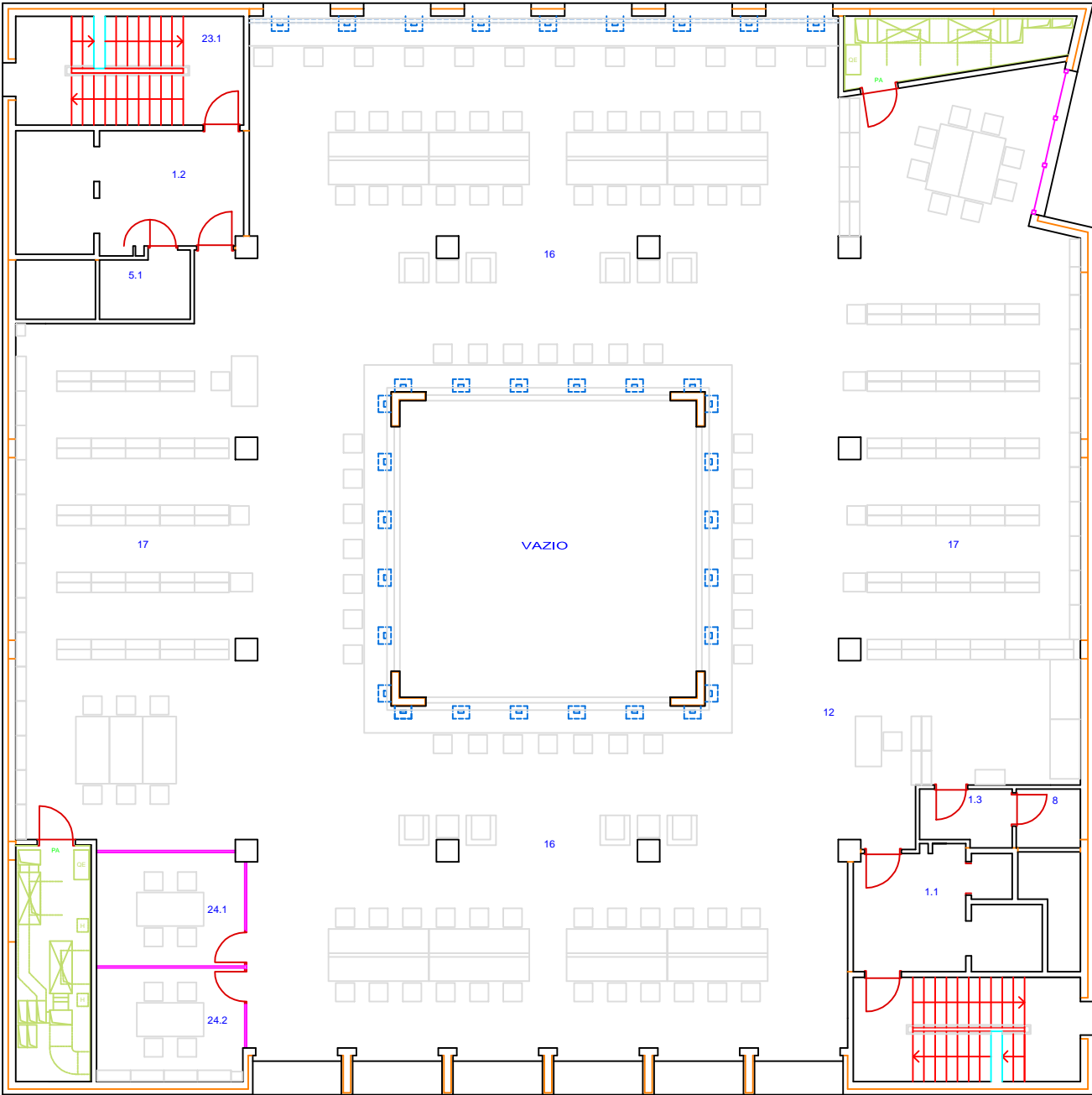
- |     |   |    |                       |
|-----|---|----|-----------------------|
| 1   | ATRIO/PATIO                             | 9  | ESCADA                |
| 1.6 | LIVRARIA                                | 12 | BALCAO DE ATENDIMENTO |
| 2   | DEVOLUCAO DE LIVROS                     | 21 | EQUIPAMENTO TECNICO   |
| 3   | BENGALEIRO                              | 22 | CORREDOR              |
| 4   | EXPOSICOES TEMPORARIAS                  | 23 | ESCADA                |
| 5   | SERV. TECNICOS                          | 24 | ARRECADACAO           |
| 6   | GABINETE                                | 25 | VIGILANTE             |
| 7   | SALA DE REUNIOES                        |    |                       |
| 8   | INST. SANITARIAS (TRANSFERIDO P/PISO 0) |    |                       |

PISO 2



- LEGENDA
- 1 ATRIO
  - 5 SERVICIOS TECNICOS
  - 12 ATENDIMENTO
  - 13 ÁREA DE ESTANTES
  - 15 ÁREA DE LEITURA
  - 23 ESCADA

PISO 3



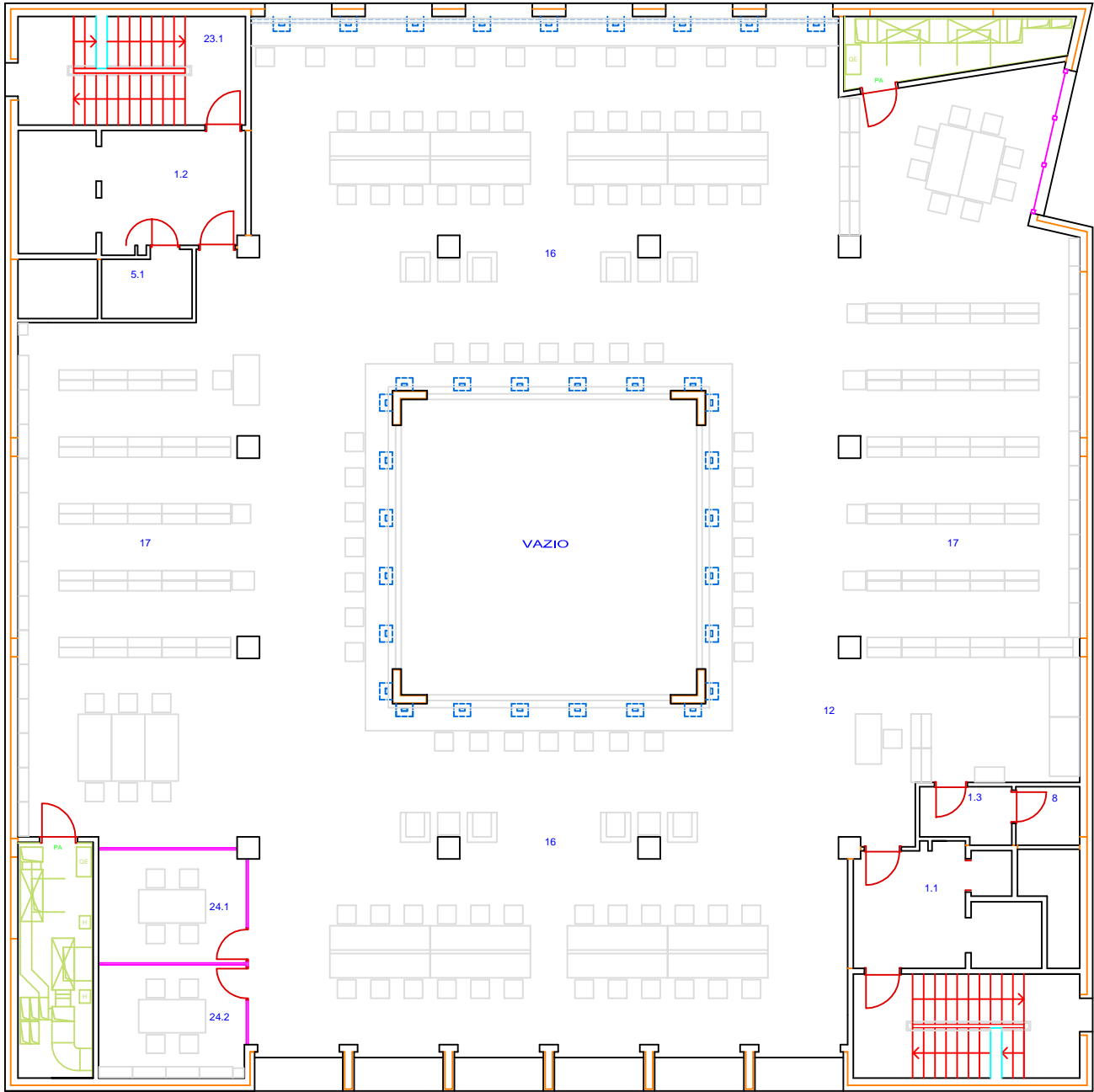
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

LEGENDA

- 1 ATRIO
- 8 INST. SANITARIAS
- 12 ATENDIMENTO
- 16 AREA DE LEITURA
- 17 AREA DE ESTANTES
- 23 ESCADA
- 24 GABINETES

PISO 4



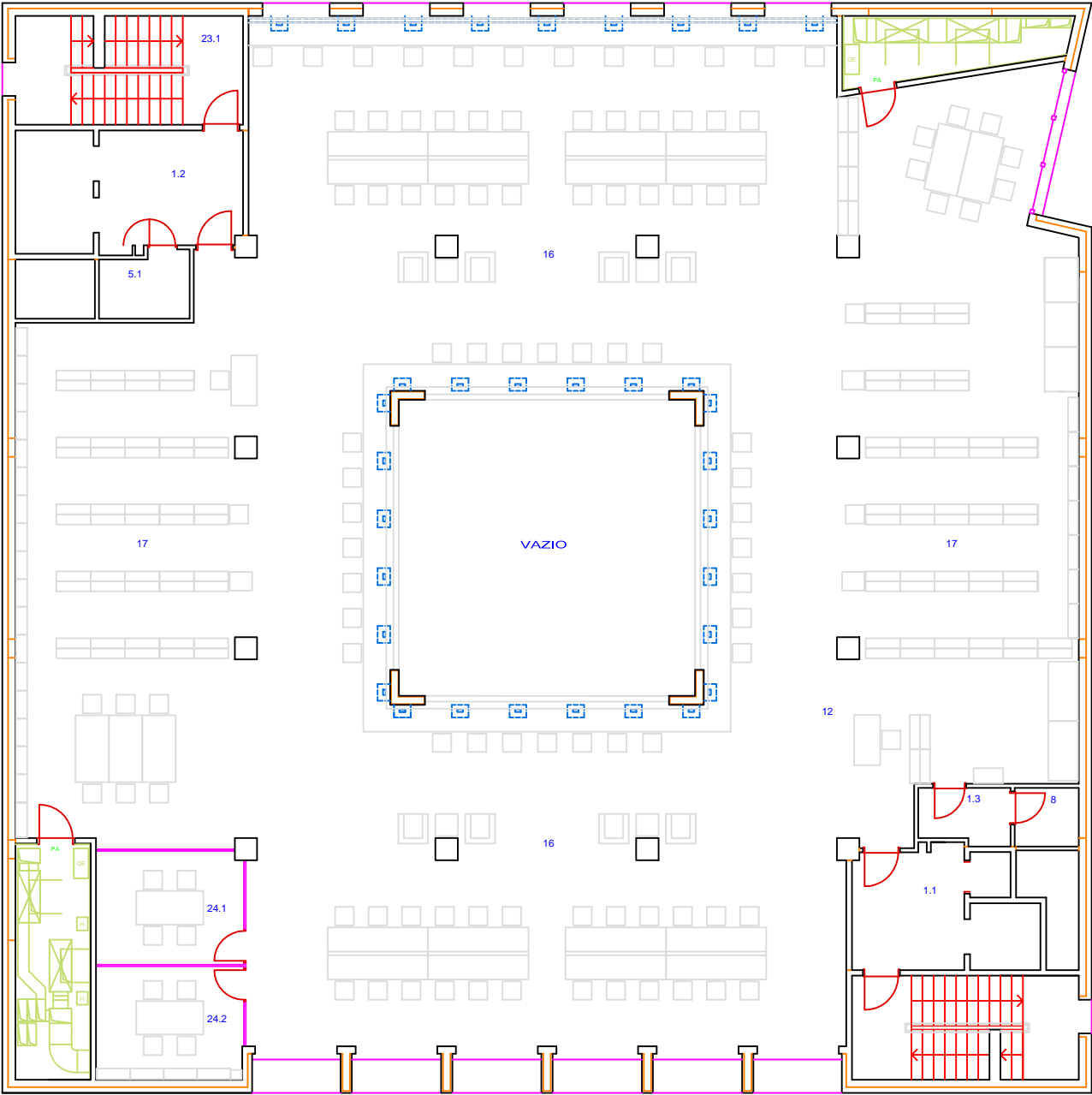
LEGENDA

- 1 ATRIO
- 8 INST. SANITARIAS
- 12 ATENDIMENTO
- 16 AREA DE LEITURA
- 17 AREA DE ESTANTES
- 23 ESCADA
- 24 GABINETES

PISO 5

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

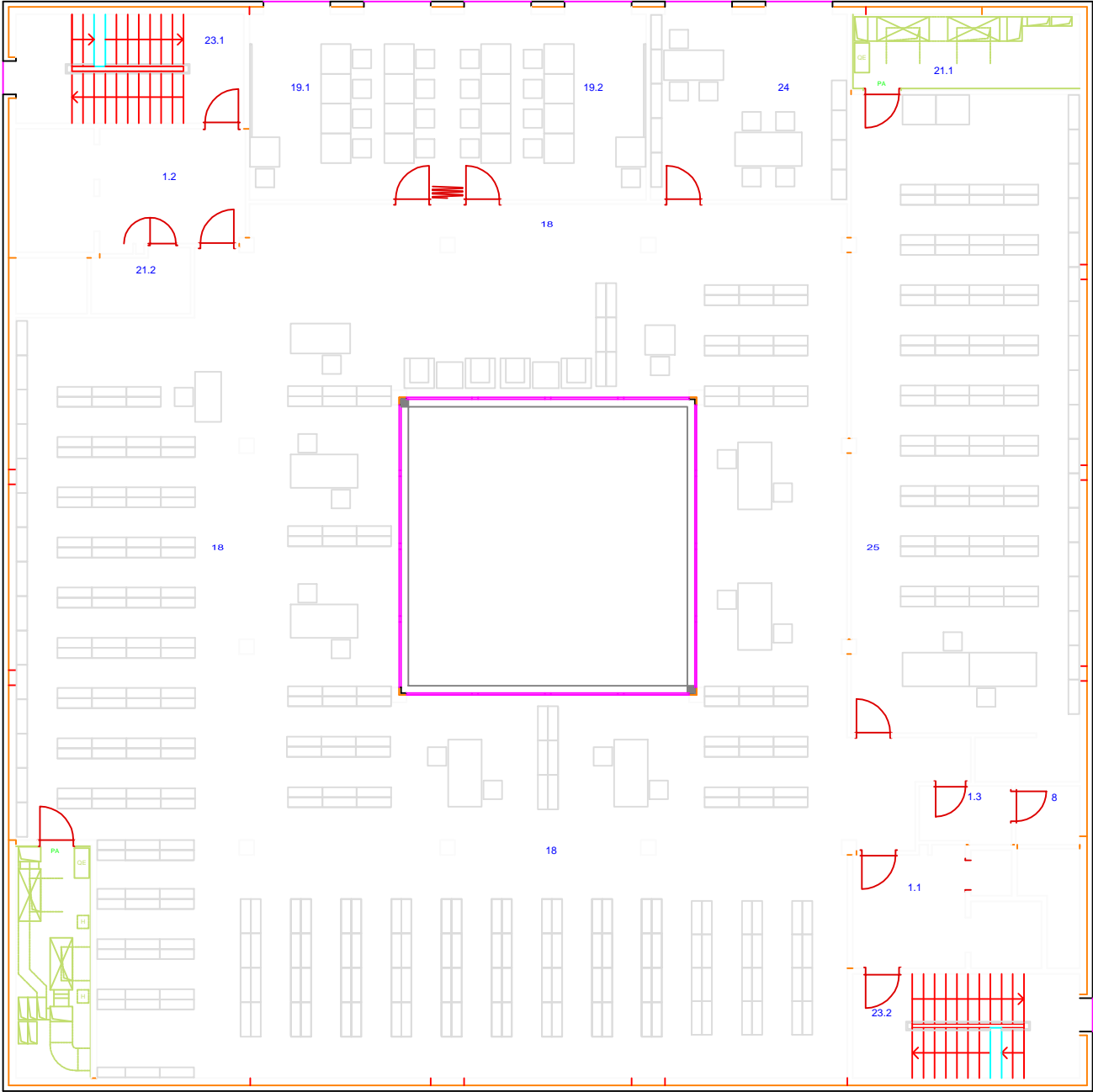


LEGENDA

- 1 ATRIO
- 8 INST. SANITARIAS
- 12 ATENDIMENTO
- 16 AREA DE LEITURA
- 17 AREA DE ESTANTES
- 23 ESCADA
- 24 GABINETES



PISO 6



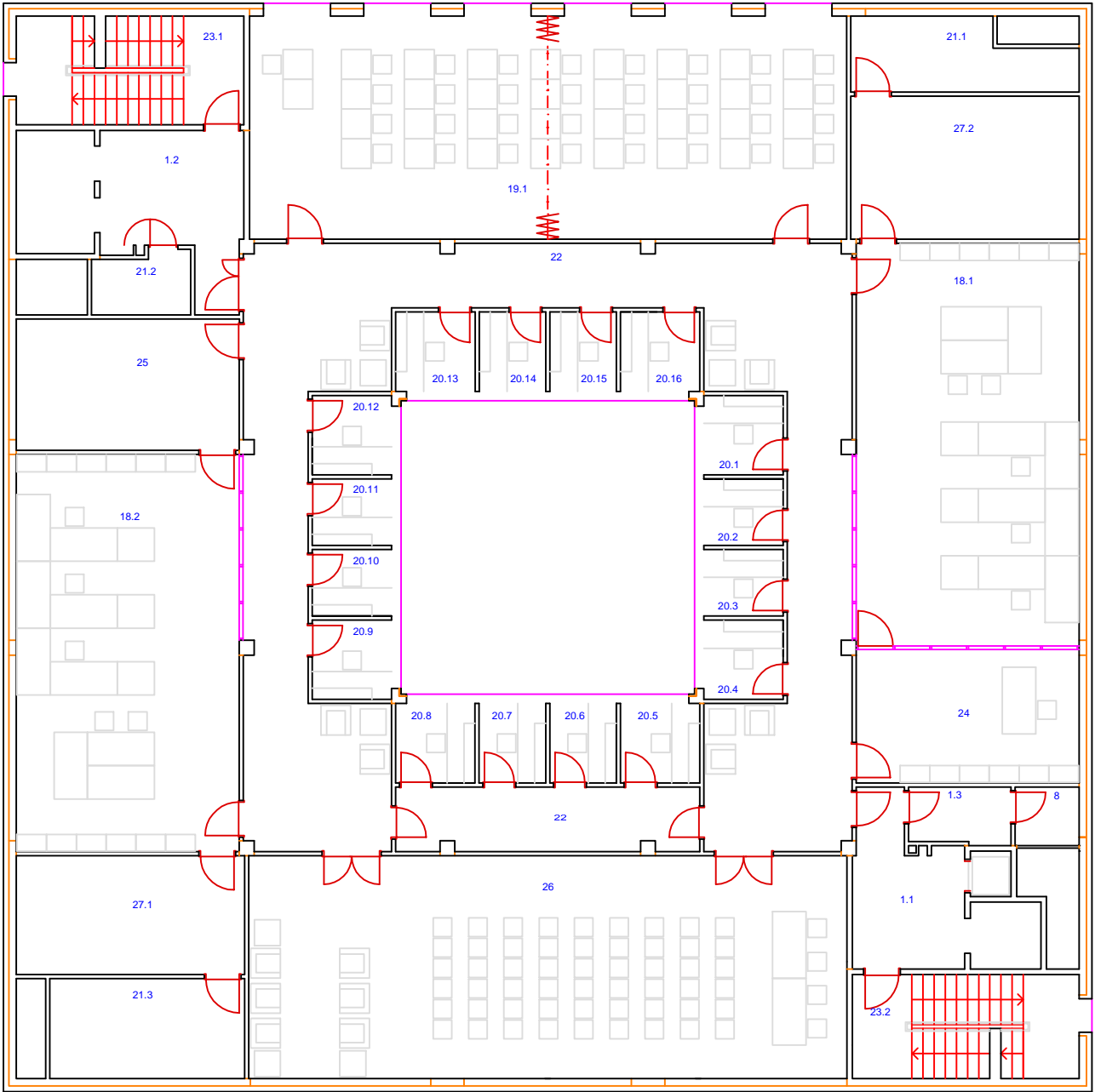
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

LEGENDA

- 1 ATRIO
- 8 INST. SANITARIAS
- 18 AREA DE ESTANTES
- 19 SALAS DE FORMAÇÃO
- 21 EQUIPAMENTO TECNICO
- 23 ESCADA
- 24 GABINETE
- 25 ARMAZENAMENTO DE LIVROS

PISO 7



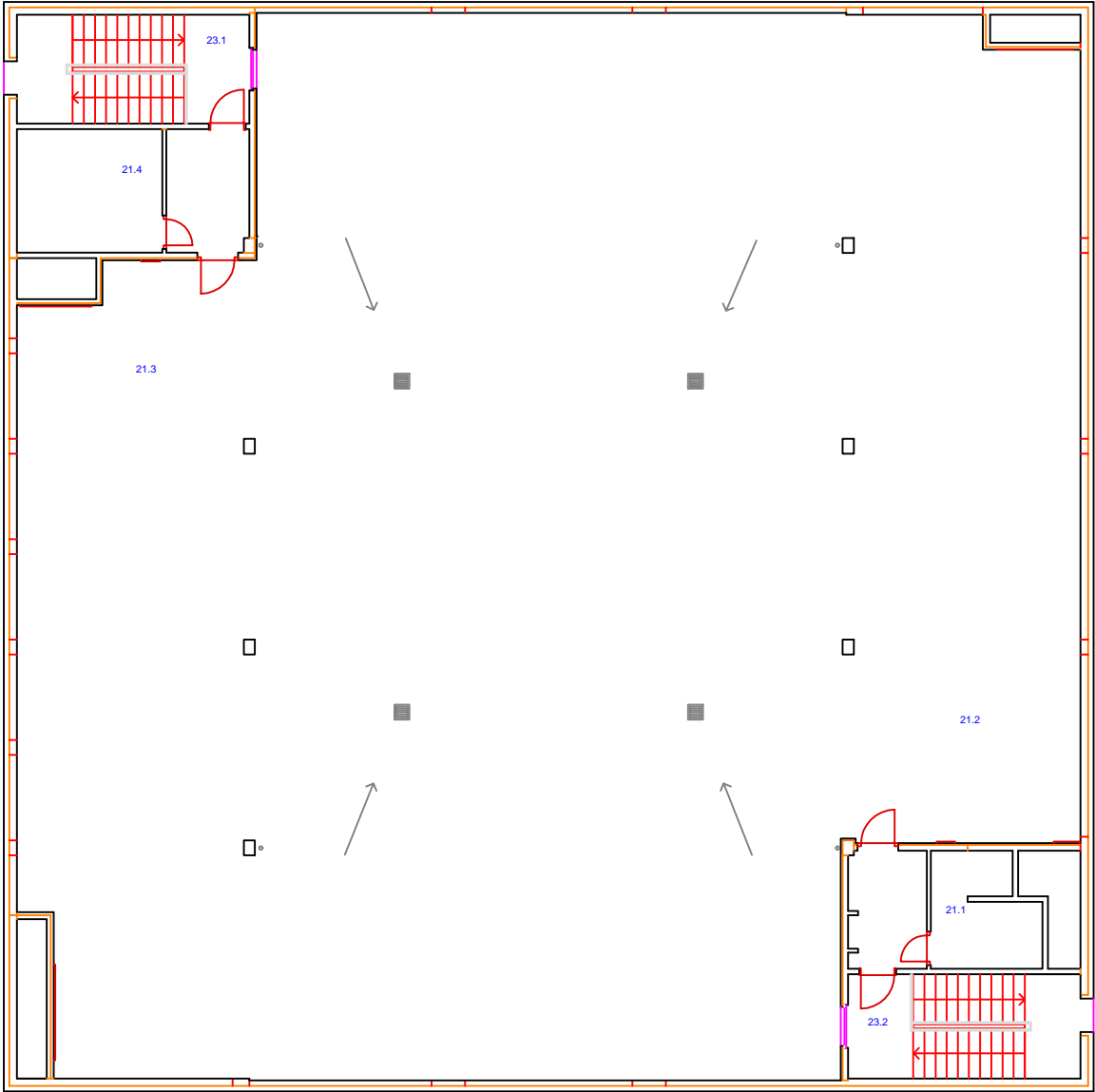
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

LEGENDA

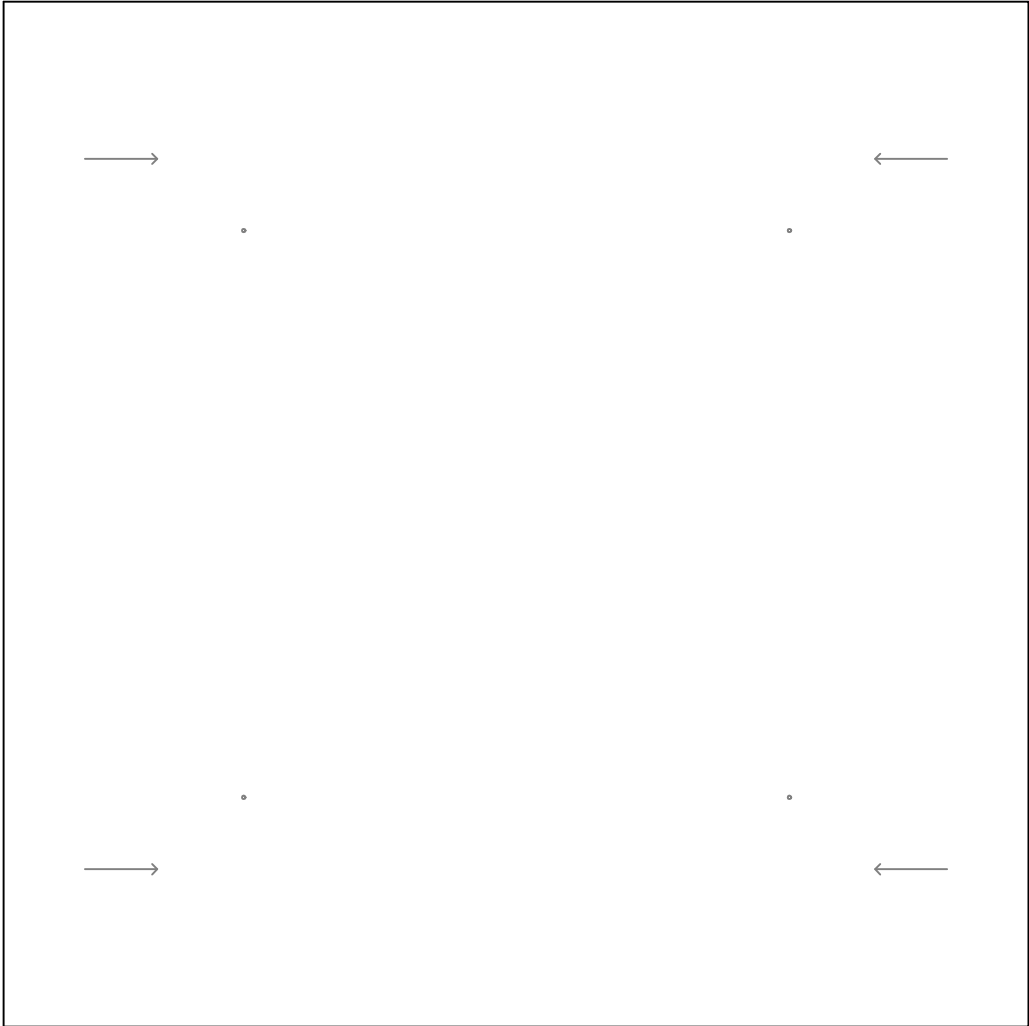
- 1 ATRIO
- 8 INST. SANITARIAS
- 18 SALAS DE TRABALHO
- 19 SALAS
- 20 RESERVADOS
- 21 EQUIPAMENTO TECNICO
- 22 CORREDOR
- 23 ESCADA
- 24 GABINETE
- 25 ESTÚDIO
- 26 SALA POLIVALENTE
- 27 ARRUMOS

COBERTURA INFERIOR



LEGENDA  
21-EQUIPAMENTO TECNICO  
23-ESCADA

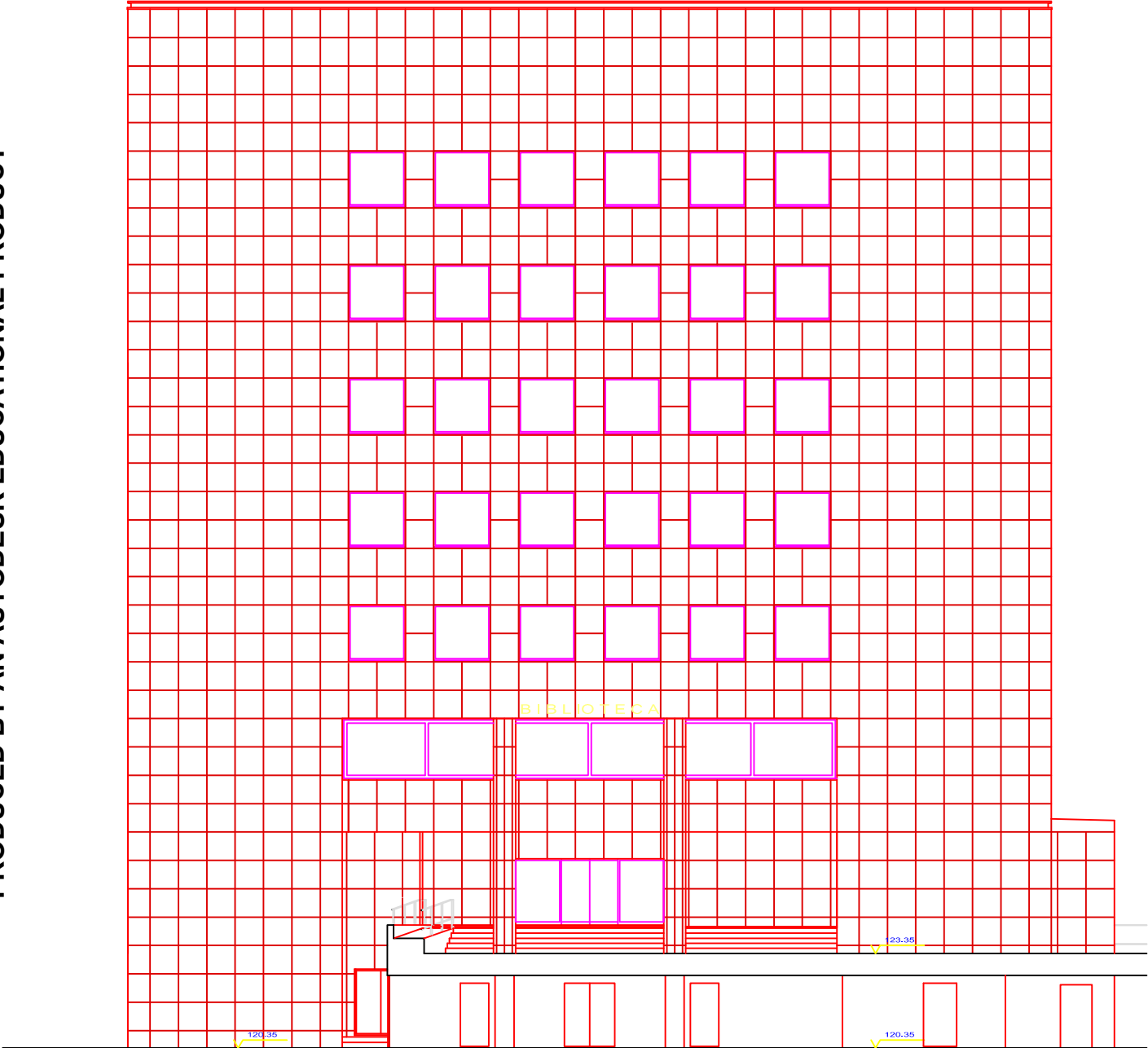
COBERTURA SUPERIOR



ALÇADO NORTE

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



ALÇADO SUL

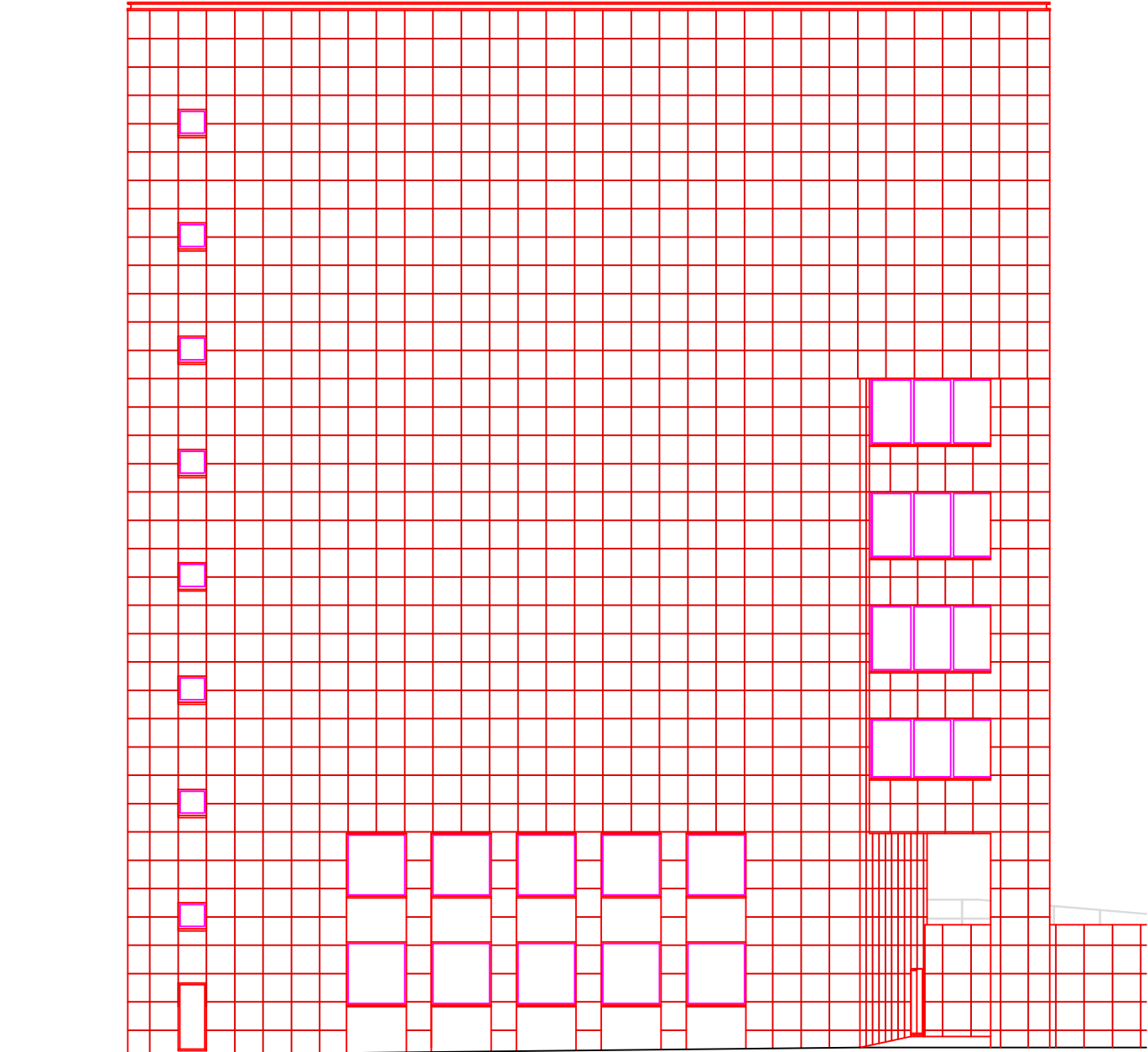
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

ALÇADO NASCENTE

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

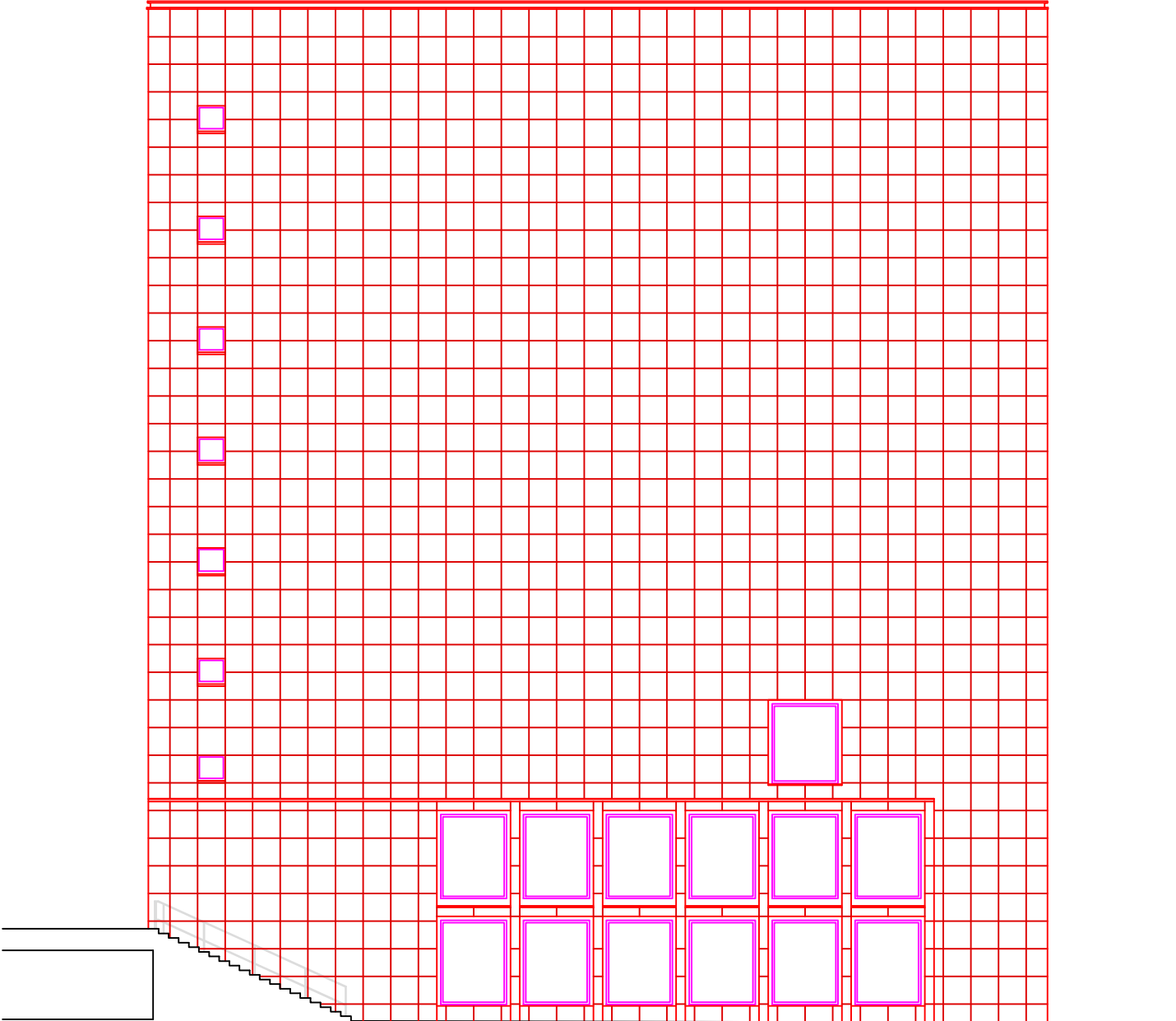
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



ALÇADO POENTE

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT






# **A2**

## **RESULTADOS DOS ENSAIOS GEOTÉCNICOS**





DESENHADO	Ana Cristina	UNIVERSIDADE DO PORTO NOVAS INSTALAÇÕES DA FACULDADE DE ENGENHARIA POLO II. RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO PORTO OBRA - 3782	CONSTRUÇÕES	
VERIFICADO	DL		TÉCNICAS, S.A.	
DATA	3/93		SERVIÇOS TÉCNICOS	
ESCALA	1:100	<b>GRÁFICO DA SONDAGEM N-20</b>		DESENHO N: 67241-M4


SIMB.	N: AMOS TRA	CLASSIFICAÇÃO DO TERRENO	ESP.	PROF.	COTA	N. A.	ENSAIOS		DIVERSOS	A
							S. P. T.			
							N: Percussões			
							Penetração (cm)			
							1: Fase	2: Fase		
							15	30		
* A *		TERRA VEGETAL, CINZ.	0.80	0.80	0.00 + 120.62					
+	+	GXAISSE DECOMPOSTO, ACAST.	2.20	1.50			3	10		
				3.00			5	15		
				4.50		X.A.	5	15		
+	+	GXAISSE MUITO ALTERADO, AREXIZADO, CAST. AMAREL.	6.00	6.00			4	19		
				7.50			7	27		
				9.00			7	22		
+	+	GRANITO ALTERADO, AREXIZADO E CAULINIZADO, ACINZ. E AMAREL.	3.00	10.50			10	43		
				12.00			12	60	(28 Cw)	
				13.50			33	60	(17 Cw)	
+	+	GRANITO GXAISSEIDE ALTERADO, AREXIZADO, AMAREL.	1.82	13.82						

N.A. - NÍVEL AQUIFERO  
M. - MOLINETE  
P. - PERMEABILIDADE



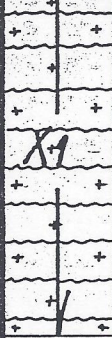
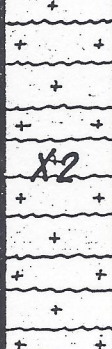
A. - AMOSTRAS  
I - AMOSTRADOR DE TUBO ABERTO  
I - AMOSTRADOR OSTERBERG  
A.G. - ÁGUA SURTEJANTE

PARA CONVENÇÕES  
VER DESENHO N:  
67179-M4



DESENHADO	<i>Ana Cristina</i>	UNIVERSIDADE DO PORTO				CONSTRUÇÕES		TÉCNICAS, S.A.			
VERIFICADO	<i>DL</i>	NOVAS INSTALAÇÕES DA FACULDADE DE ENGENHARIA									
DATA	<i>3/93</i>	POLO II - RECONHECIMENTO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO									
		PORTO									
ESCALA	<i>1:100</i>	GRÁFICO DA SONDAGEM N-21						SERVIÇOS TÉCNICOS			
								DESENHO N: <i>67242-M4</i>			

SIMB.	N.º AMOSTRA	CLASSIFICAÇÃO DO TERRENO	ESP.	PROF.	COTA	N.º A.	ENSAIOS		DIVERSOS	A
							S. P. T.			
							N.º Pancadas	Penetração (cm)		
							1.º Fase	2.º Fase		
		TERRA VEGETAL, CINZ.	0.80	0.80	+120.17					
		GCHAISSE DECOMPOSTO, ACINZ.	2.20	1.50			2	8		
	X1	GCHAISSE MUITO ALTERADO, ARENIZADO, ACAST.	4.50	3.80		N.A.	9	20		
	X2	GCHAISSE ALTERADO, ARENIZADO, ACAST.	4.83	4.50			10	27		
				6.00			11	44		
				7.50			12	51		
				9.00			21	60	(20 Cw)	
				10.50			26	60	(21 Cw)	
				12.00			28	60	(18 Cw)	
				12.33						

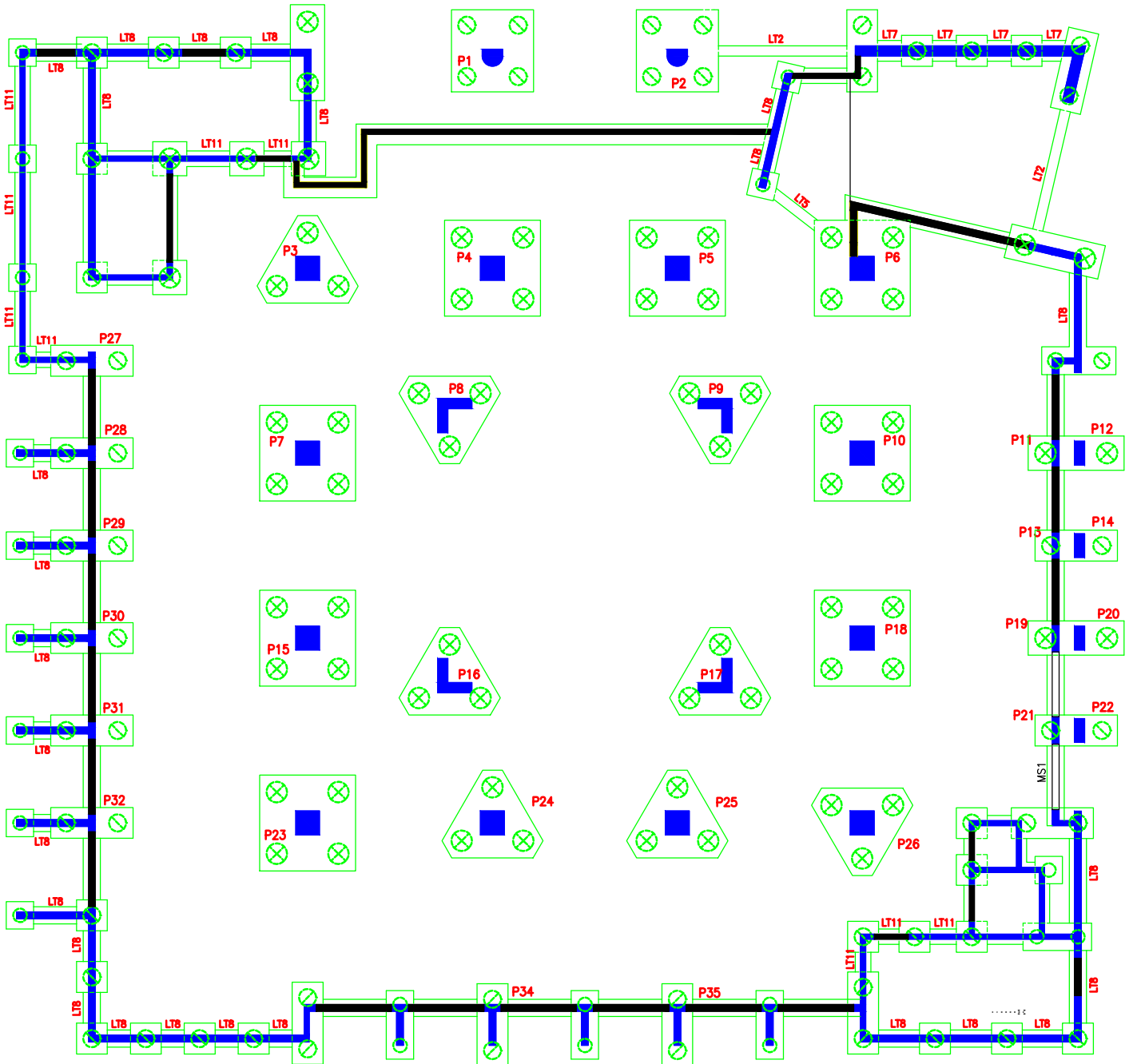
  

N.A. - NÍVEL AQUIFERO	A. - AMOSTRAS	PARA CONVENÇÕES
M. - MOLINETE	I - AMOSTRADOR DE TUBO ABERTO	VER DESENHO N:
P. - PERMEABILIDADE	X - AMOSTRADOR OSTERBERG	<i>67179-M4</i>
	A.G. - ÁGUA SURTEJANTE	

**A3**

**PLANTAS ESTRUTURAIS**

# Fundações



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

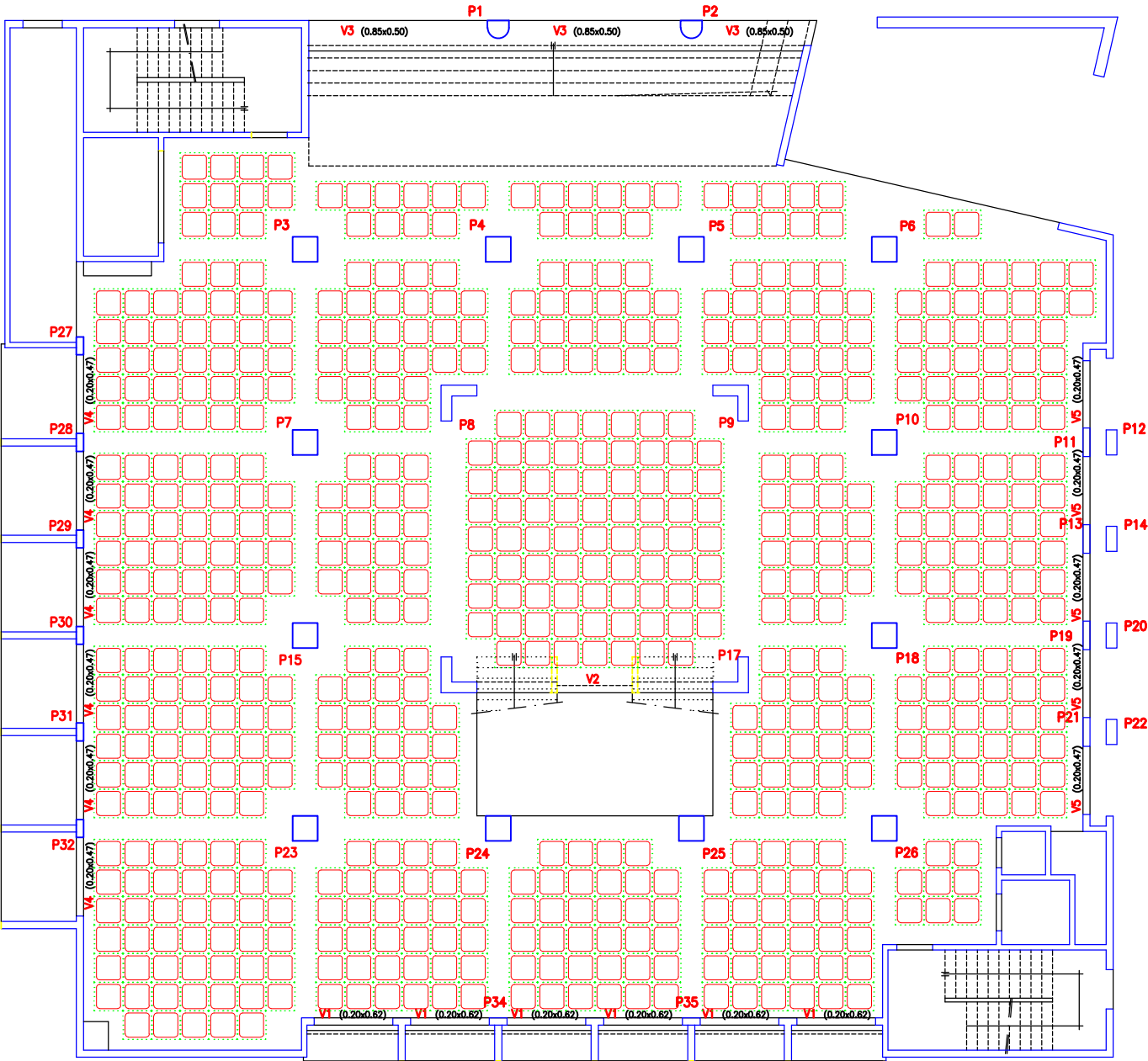
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



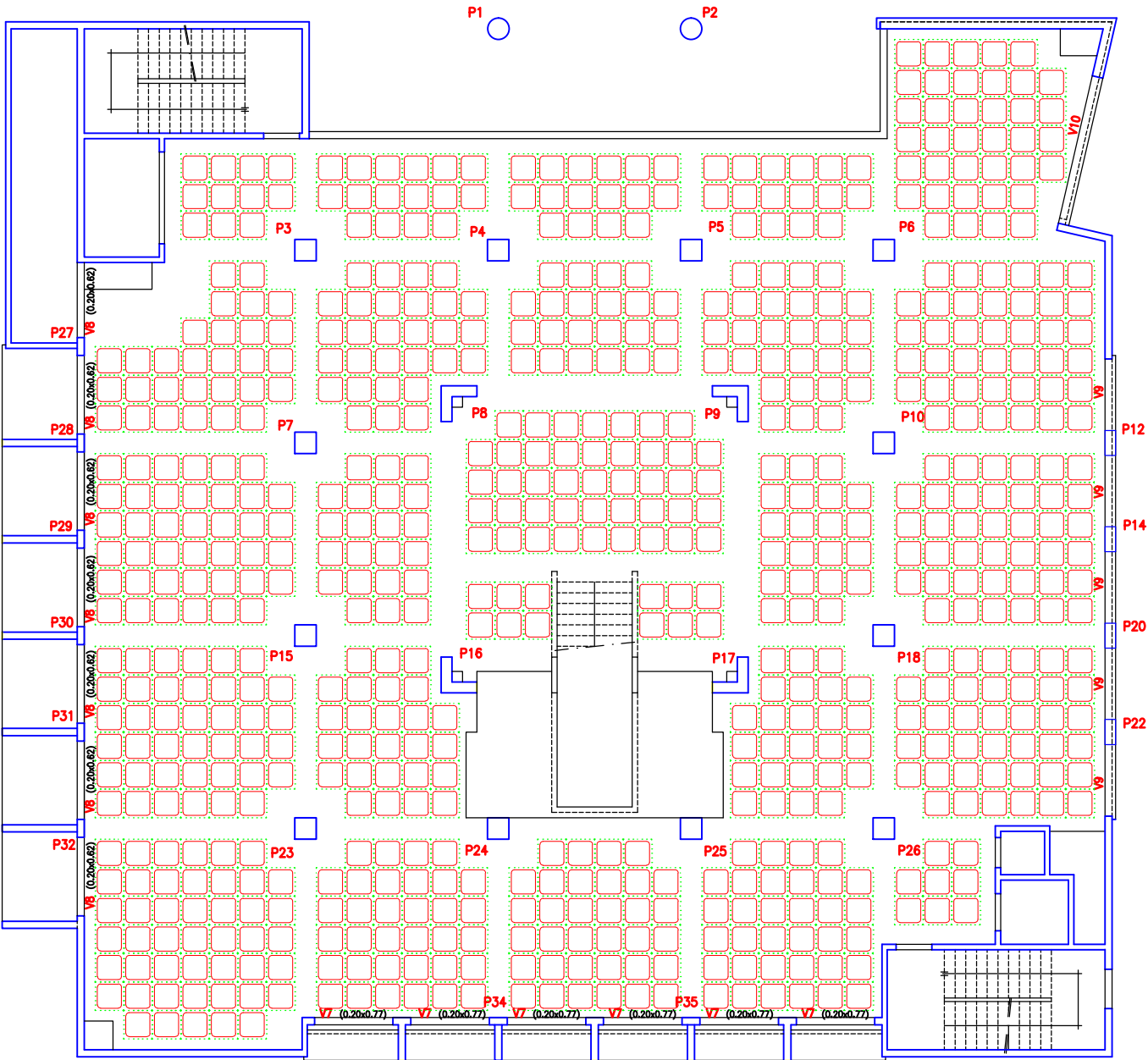
PISO 1

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PISO 2

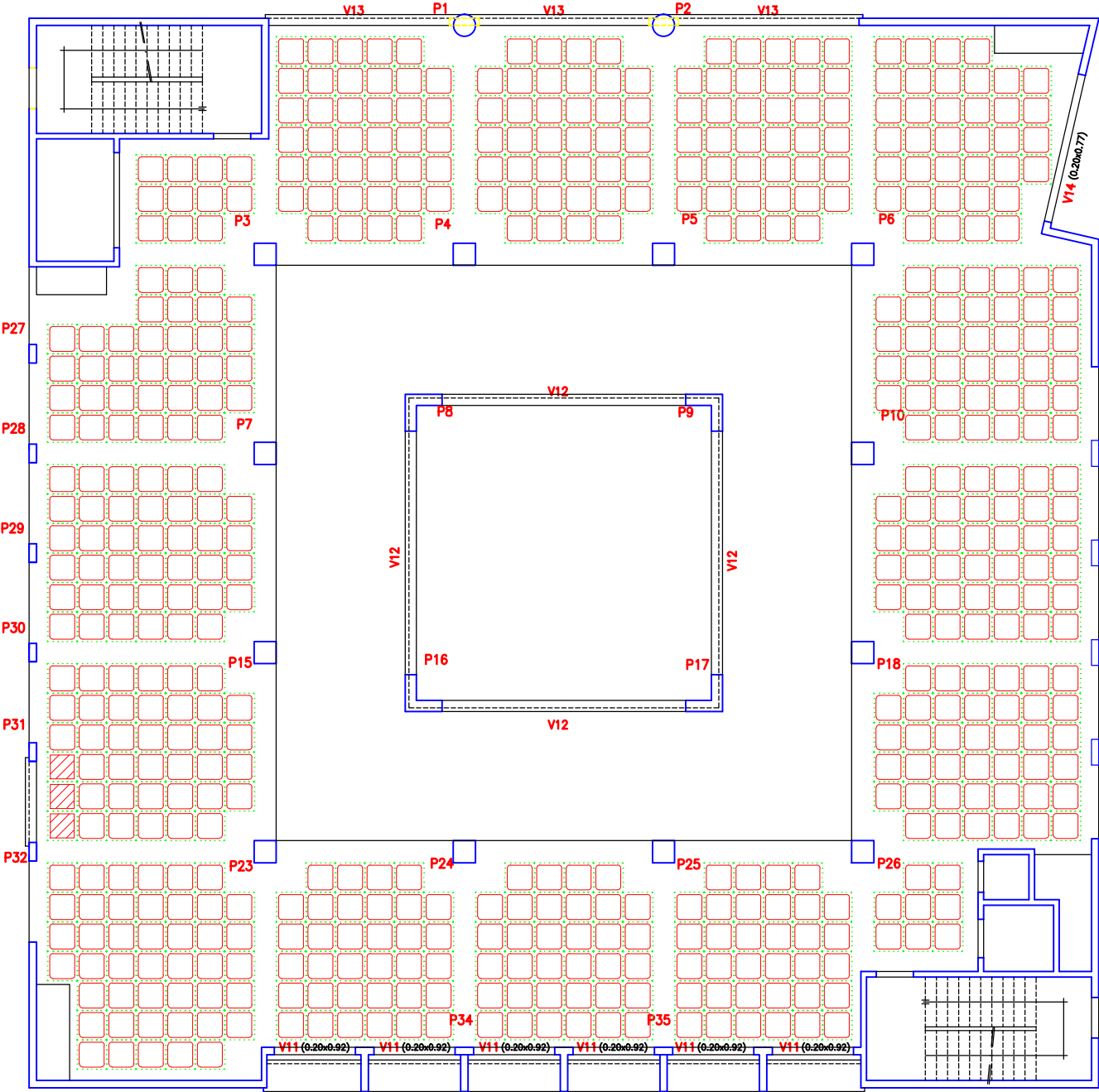




PISO 3

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



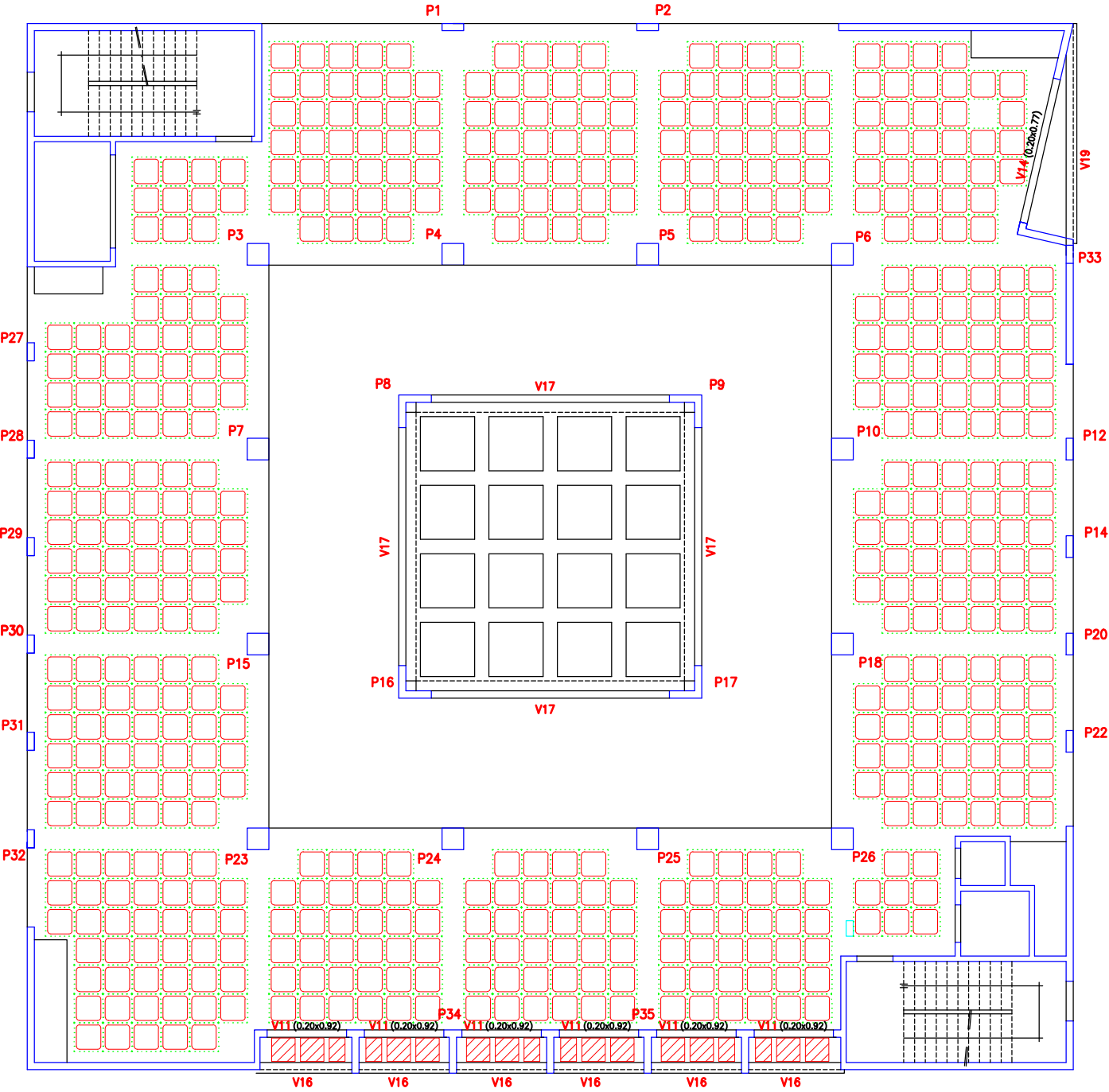
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PISO 6

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

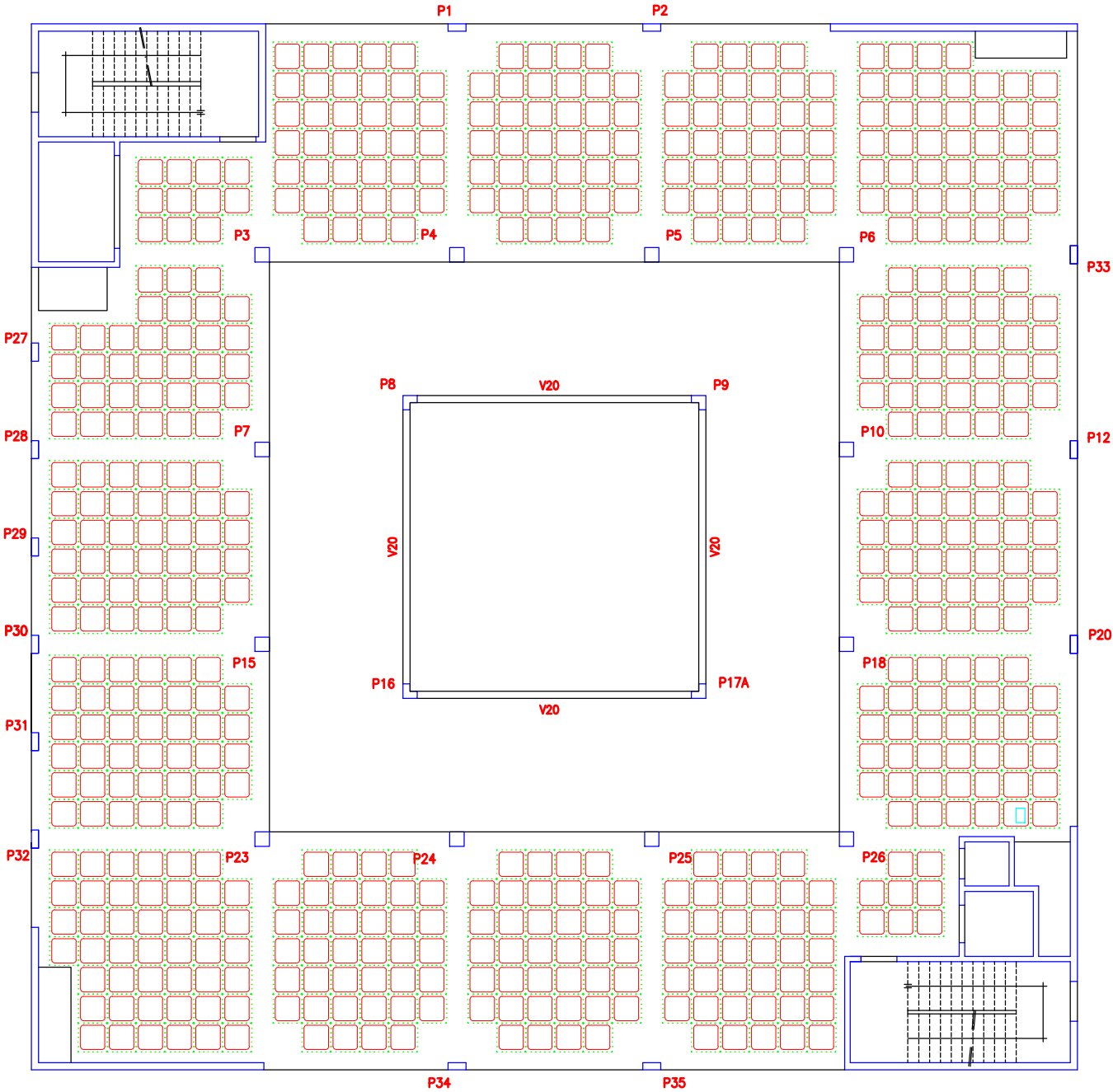
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



PISO 7

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

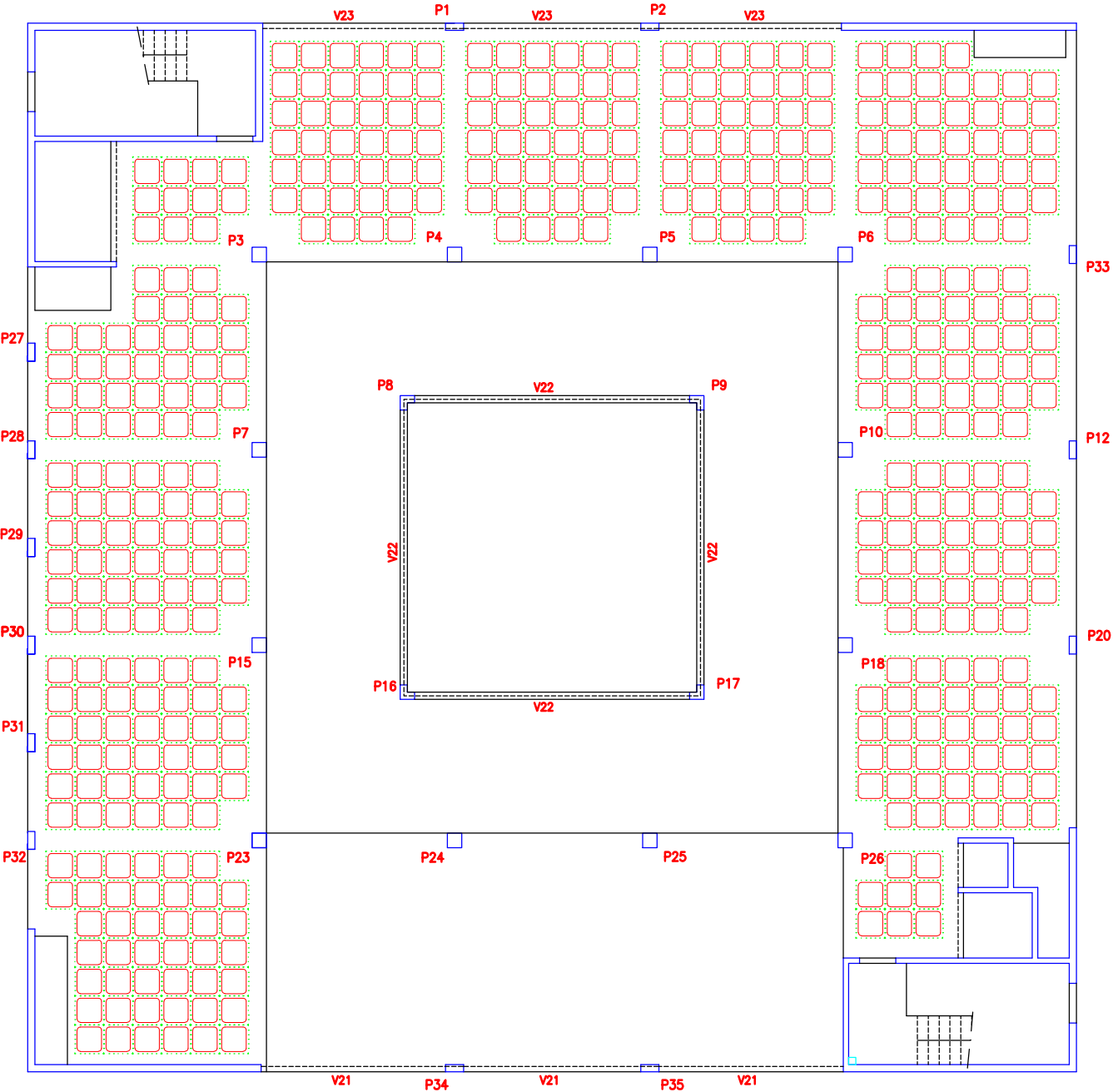
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



COBERTURA INFERIOR

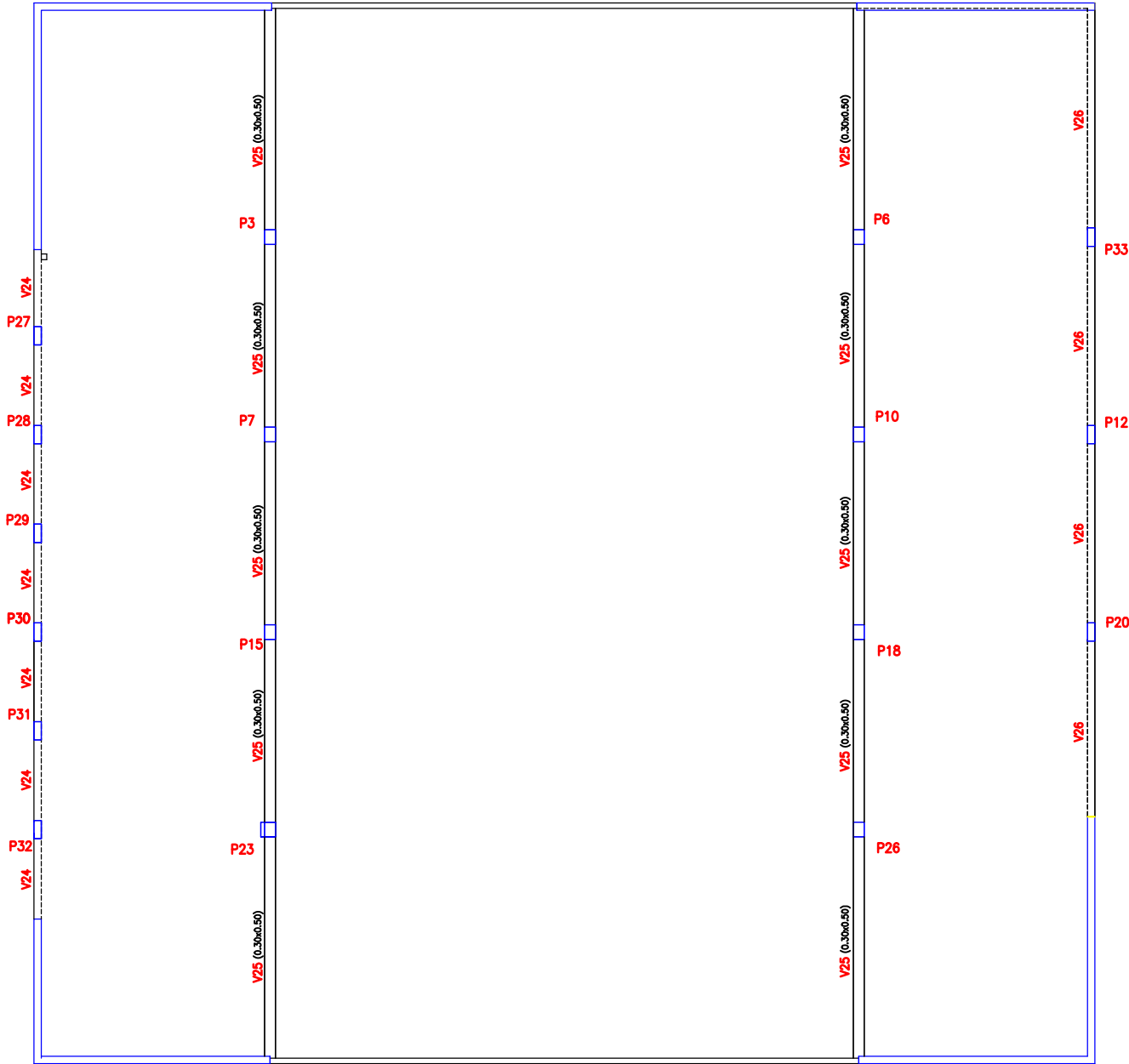
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT



COBERTURA SUPERIOR

PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT

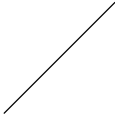
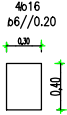
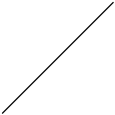
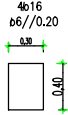
















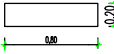


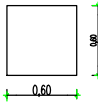


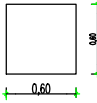
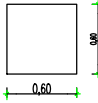
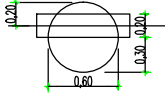
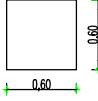
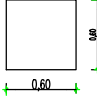
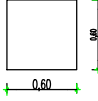
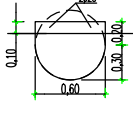
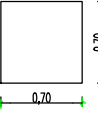
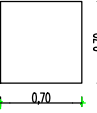
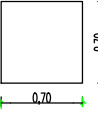


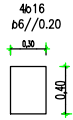
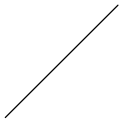
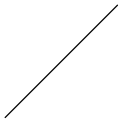


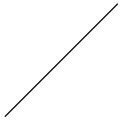

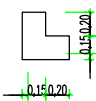
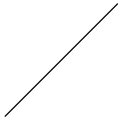


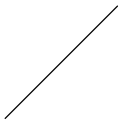


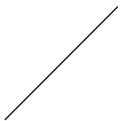

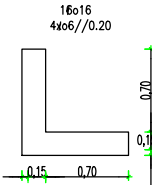
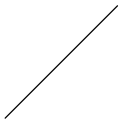
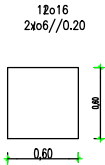

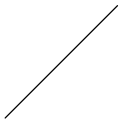
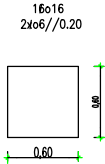

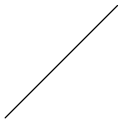
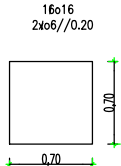
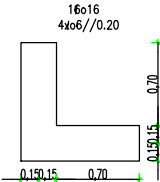
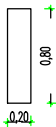
PRODUCED BY AN AUTODESK EDUCATIONAL PRODUCT


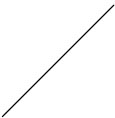
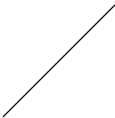

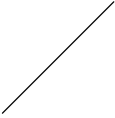

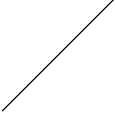




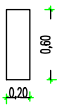
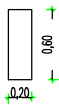



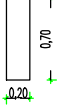
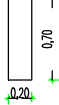



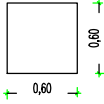
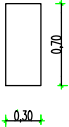
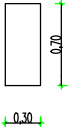
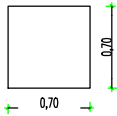
**A4**

**QUADRO DE PILARES**



	P1=P2	P3=P26	P4=P5	P6=P23
PISO 8 A' COBERTURA				
PISO 7 AO PISO 8				
PISO 6 AO PISO 7				
PISO 5 AO PISO 6				
PISO 4 AO PISO 5				
PISO 3 AO PISO 4				
PISO 2 AO PISO 3				
PISO 1 AO PISO 2				
FUNDACAO AO PISO 1				

	P7=P10=P15=P18	P8=P9=P16=P17	P11=P13=P19=P21
PISO 8 A COBERTURA			
PISO 7 AO PISO 8			
PISO 6 AO PISO 7			
PISO 5 AO PISO 6			
PISO 4 AO PISO 5			
PISO 3 AO PISO 4			
PISO 2 AO PISO 3			
PISO 1 AO PISO 2			
FUNDAÇÃO AO PISO 1			

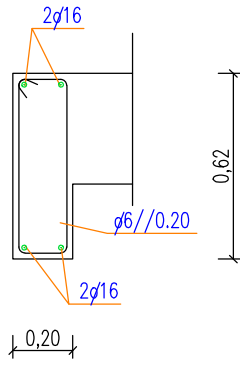
	P12=P20	P14=P22	P24=P25
PISO 8 Á COBERTURA	<div>8ø12 2xø6//0.15</div> <div></div>		
PISO 7 AO PISO 8	<div>4ø16#4ø12 2xø6//0.15</div> <div></div>		
PISO 6 AO PISO 7	<div>8ø16 2xø6//0.20</div> <div></div>		<div>4ø16#4ø12 2xø6//0.15</div> <div></div>
PISO 5 AO PISO 6			
PISO 4 AO PISO 5	<div>10ø16 2xø6//0.20</div> <div></div>	<div>4ø16#4ø12 2xø6//0.15</div> <div></div>	
PISO 3 AO PISO 4			
PISO 2 AO PISO 3	<div>10ø16 3xø6//0.20</div> <div></div>	<div>4ø16#4ø12 2xø6//0.15</div> <div></div>	
PISO 1 AO PISO 2			<div>12ø16 2xø6//0.20</div> <div></div>
FUNDAÇÃO AO PISO 1	<div>10ø20 3xø6//0.25</div> <div></div>	<div>10ø20 3xø6//0.25</div> <div></div>	<div>4ø20#8ø16 2xø6//0.20</div> <div></div>

	P27=P28=P29=P30=P31=P32	P33	P34=P35
PISO 8 A' COBERTURA		<p>8ø12 2xø6//0.15</p>	
PISO 7 AO PISO 8		<p>8ø16 2xø6//0.20</p>	
PISO 6 AO PISO 7	<p>8ø12 2xø6//0.15</p>	<p>4ø20+4ø16 2xø6//0.20</p>	<p>8ø16 2xø6//0.20</p>
PISO 5 AO PISO 6			
PISO 4 AO PISO 5	<p>8ø16 2xø6//0.20</p>		
PISO 3 AO PISO 4	<p>10ø16 2xø6//0.20</p>		
PISO 2 AO PISO 3	<p>10ø20 2xø6//0.20</p>		
PISO 1 AO PISO 2			
FUNDACAO AO PISO 1	<p>16ø20 6ø//0.20</p>		<p>18ø16 6xø6//0.20</p>

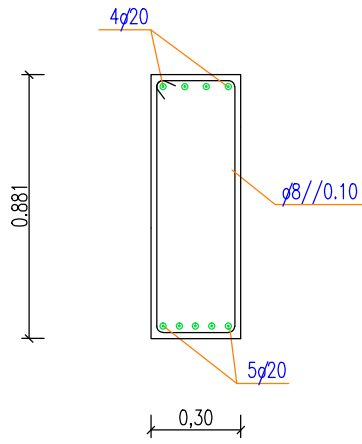
**A5**

**DESENHOS ESTRUTURAIS  
DAS VIGAS**

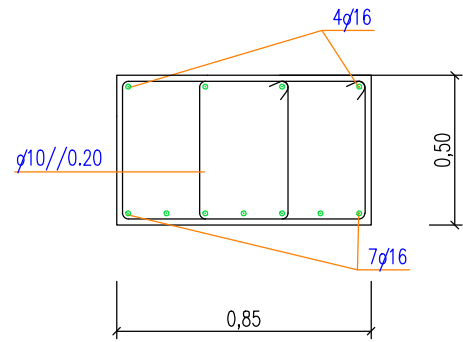
Viga V1



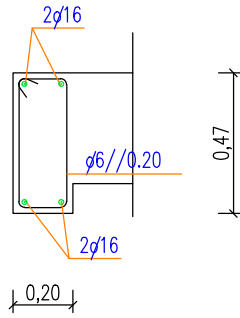
Viga V2



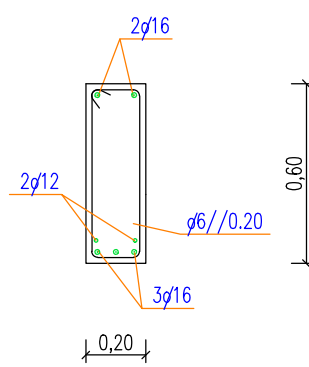
Viga V3



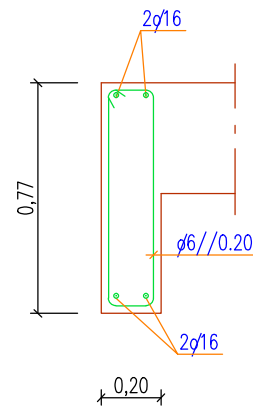
Vigas V4 e V5



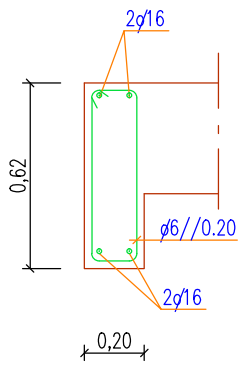
Viga V6



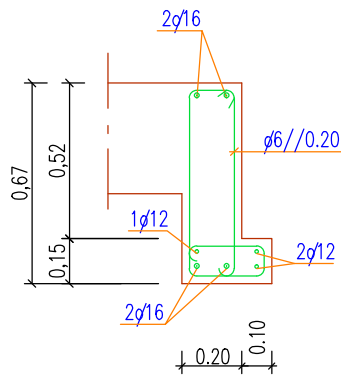
Viga V7



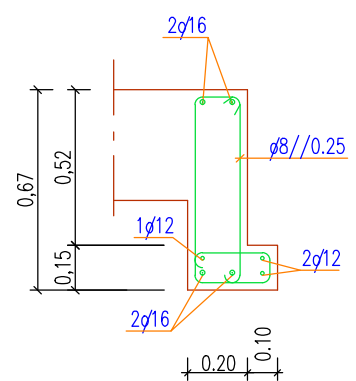
Viga V8



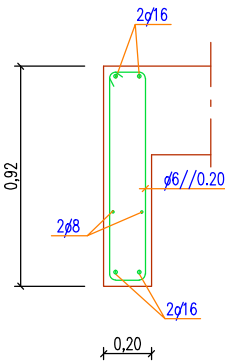
Viga V9



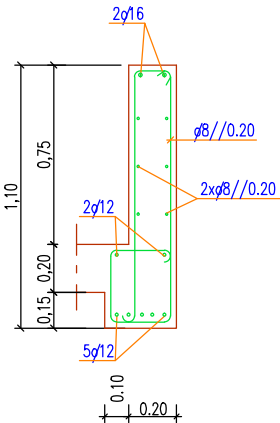
Viga V10



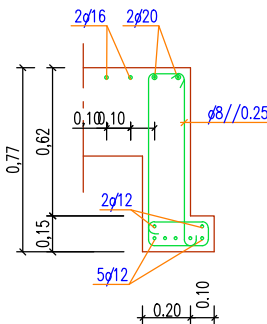
Viga V11



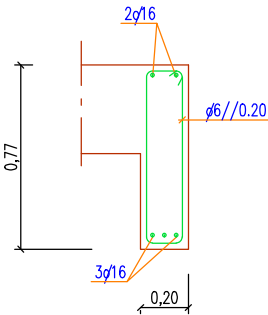
Viga V12



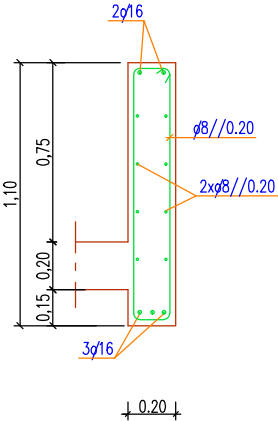
Viga V13



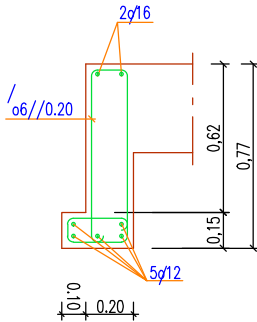
Viga V14



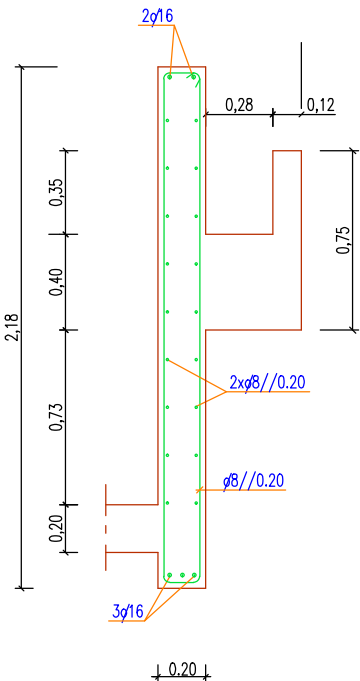
Viga V15



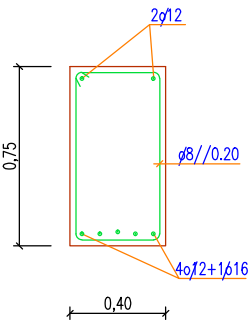
Viga V16



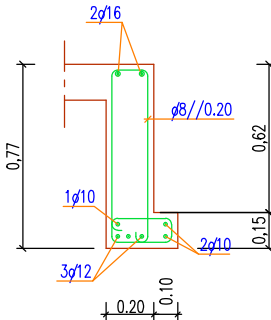
Viga V17



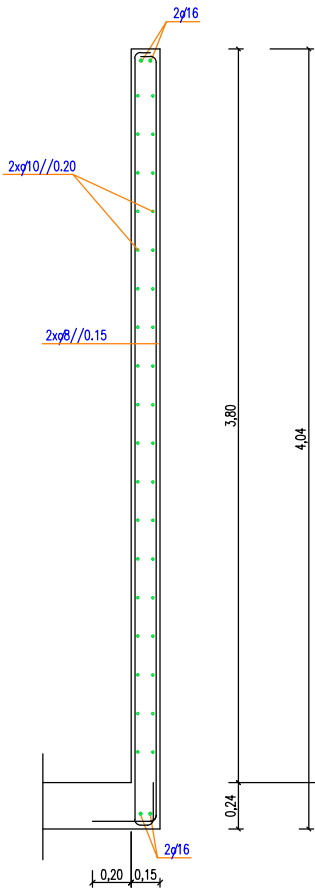
Viga V18



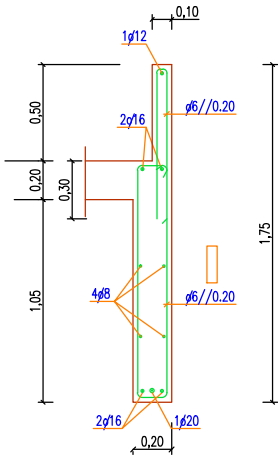
Viga V19



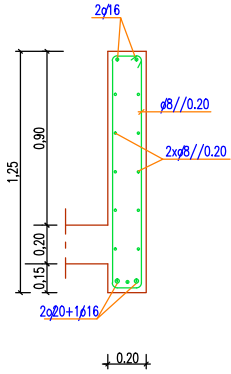
Viga V21



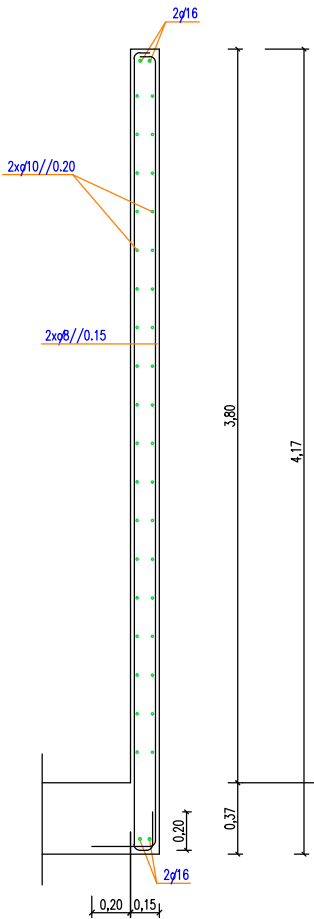
Viga V22



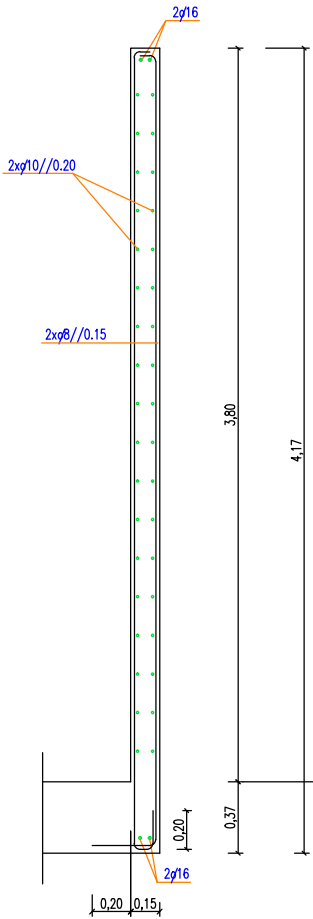
Viga V20



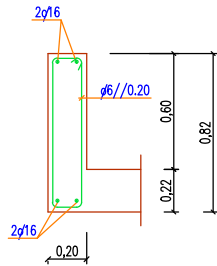
Viga V23



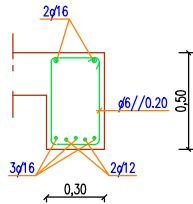
Viga V23



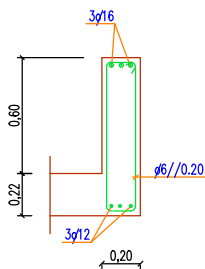
Viga V24



Viga V25



Viga V26

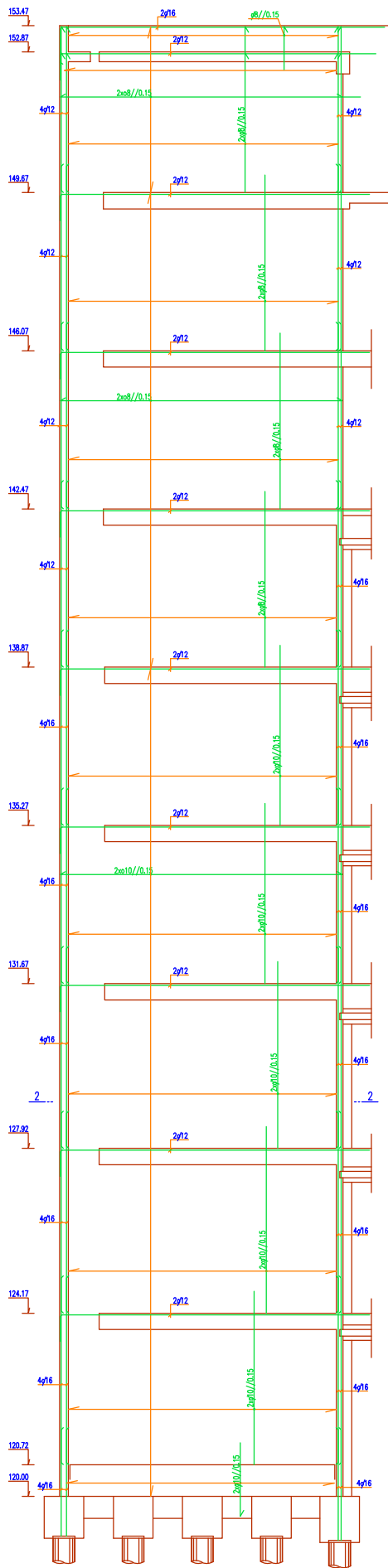




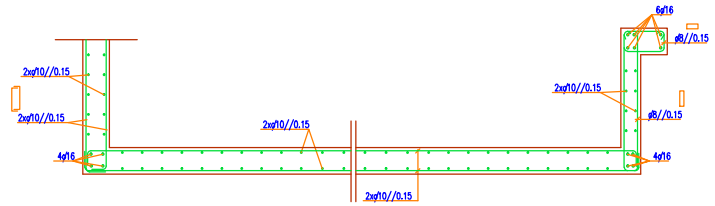
**A6**

**DESENHOS ESTRUTURAIS  
DAS PAREDES**

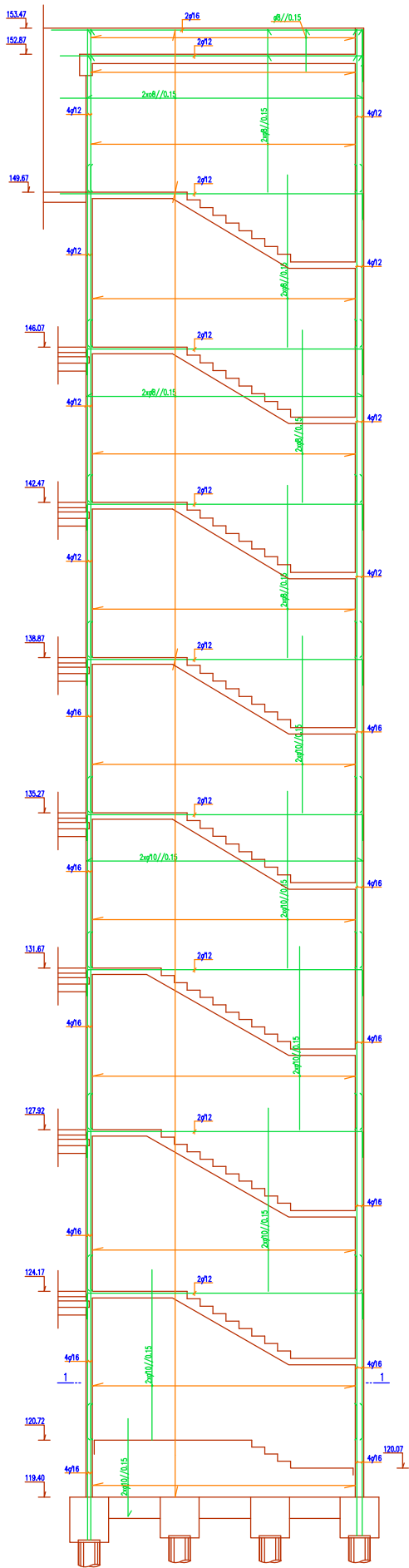
PAREDE 1 ESQ



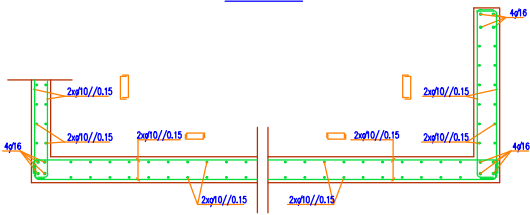
CORTE 2-2



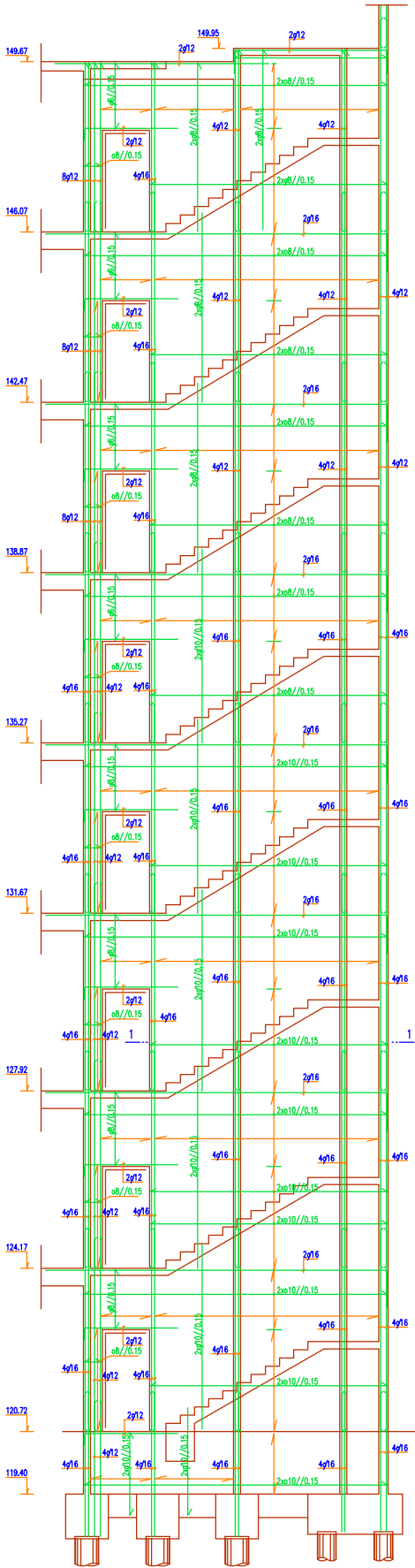
PAREDE 1DIR



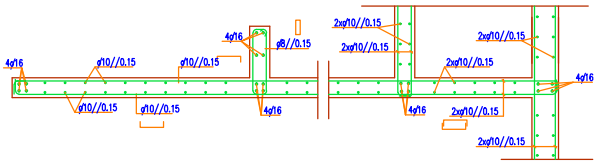
CORTE 1-1



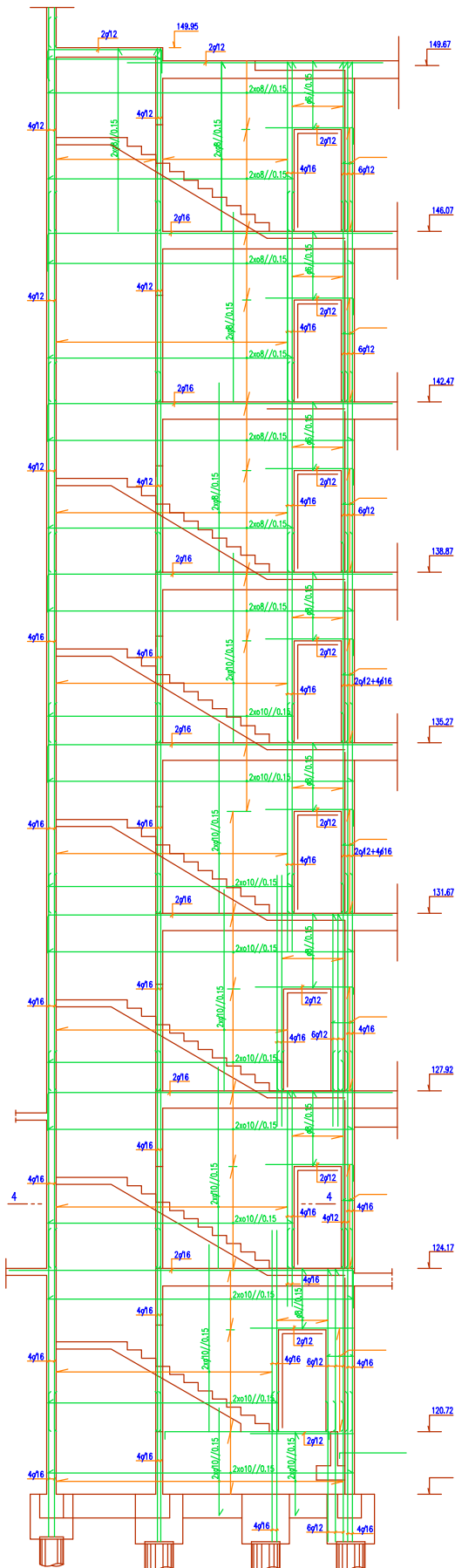
PAREDE 4



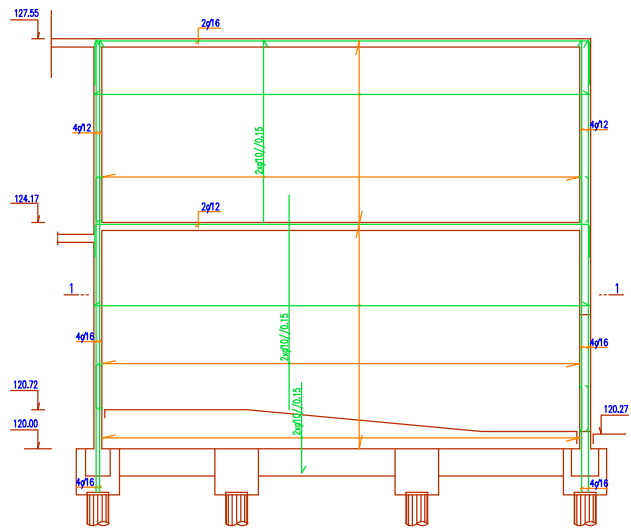
CORTE 1-1



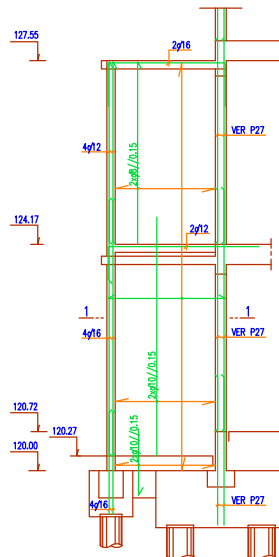
PAREDE 17



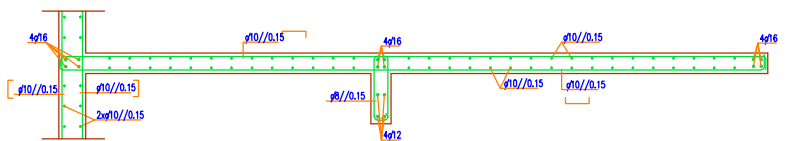
PAREDE A



PAREDE 5,7,8,10,11,12,14

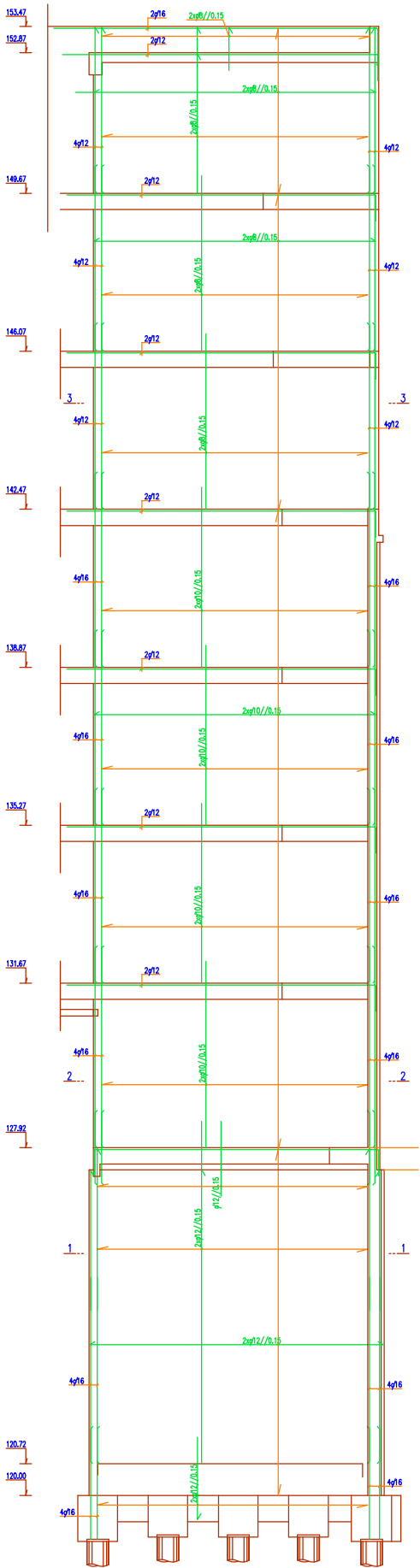


CORTE 4-4

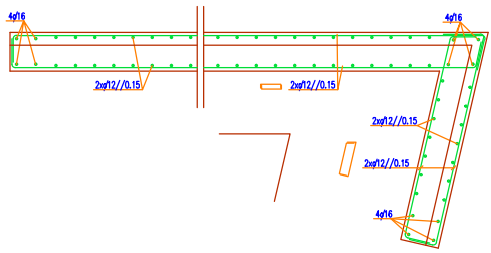




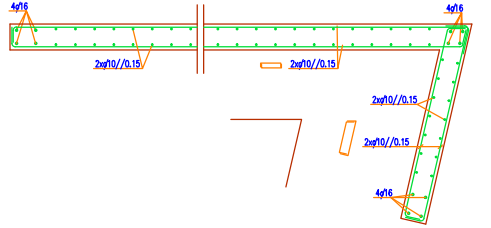
PAREDE 19 DIR



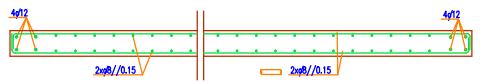
CORTE 1-1



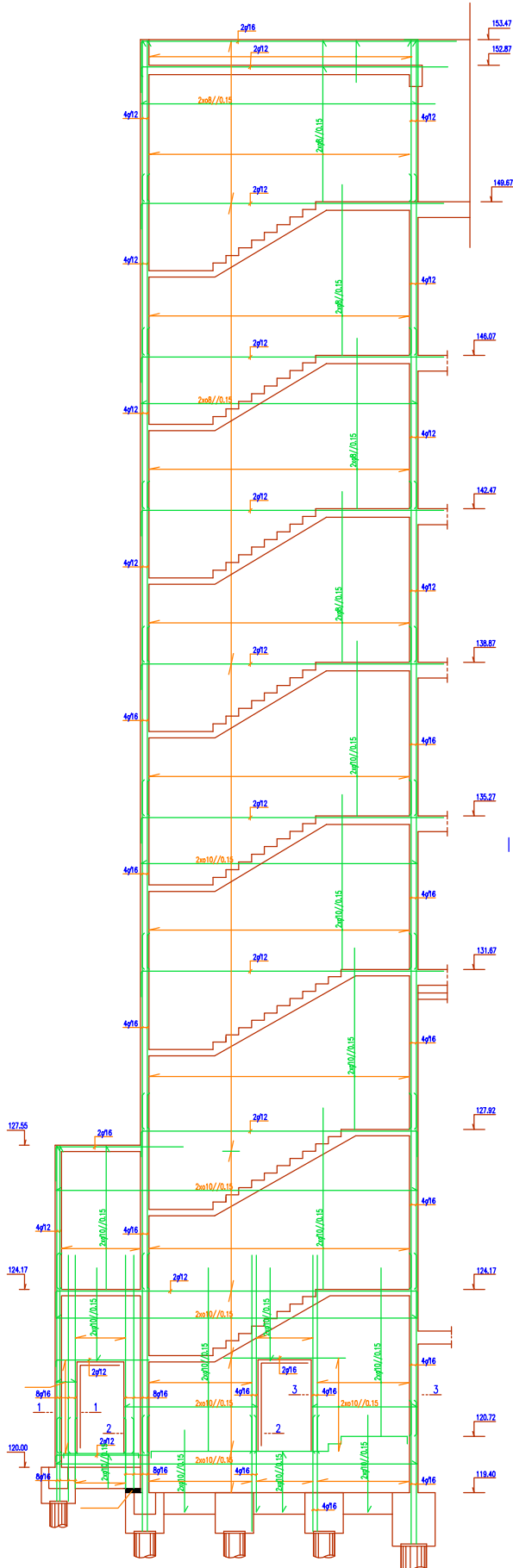
CORTE 2-2



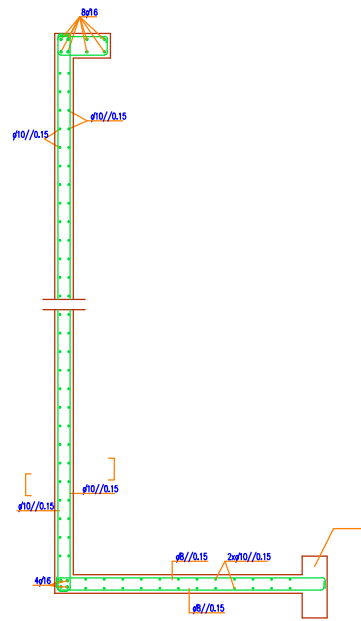
CORTE 3-3



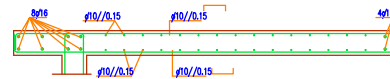
PAREDE 19 ESQ



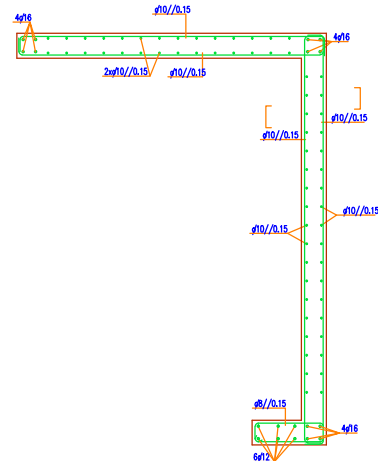
CORTE 1-1



CORTE 2-2

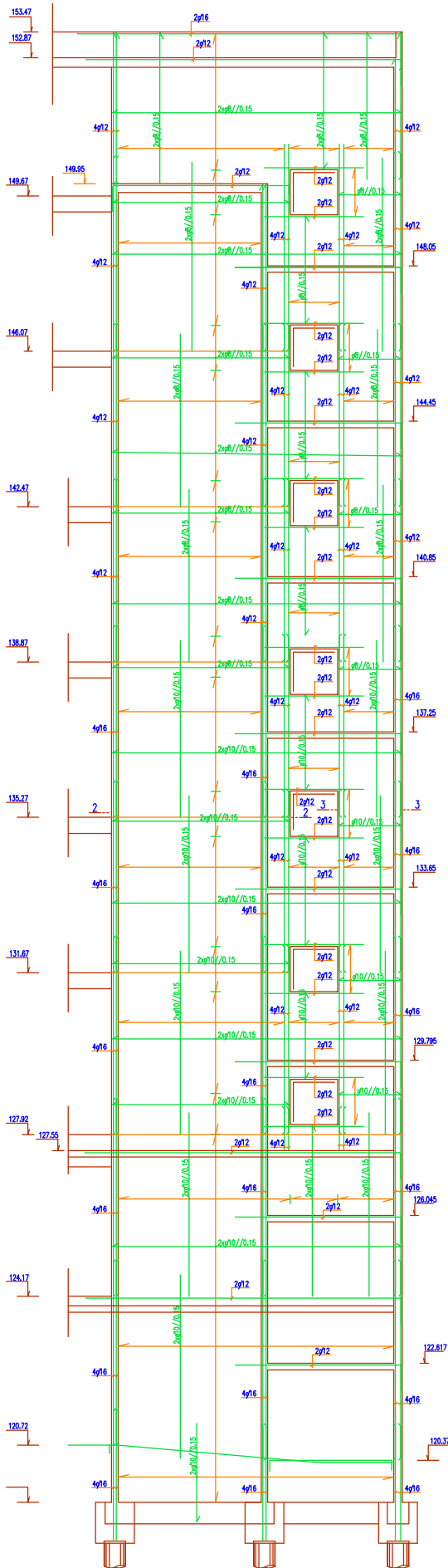


CORTE 3-3

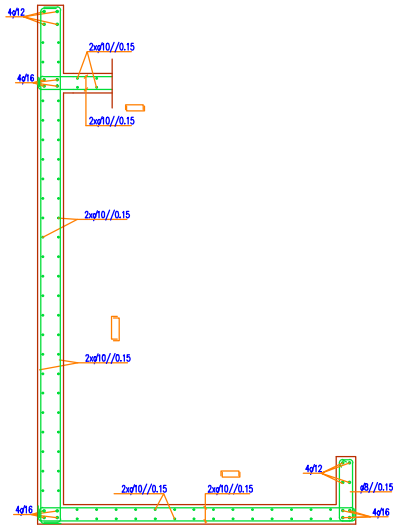




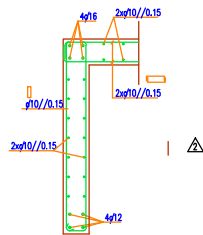
PAREDE BDIR



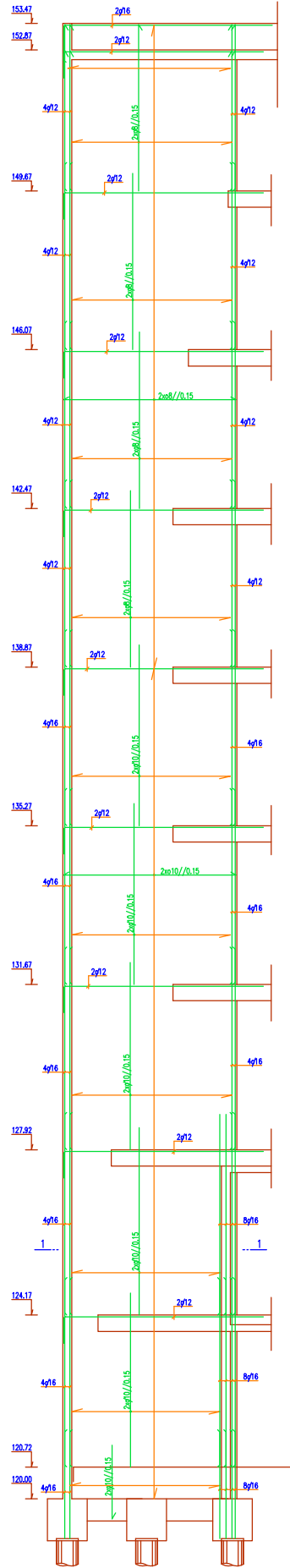
CORTE 2-2



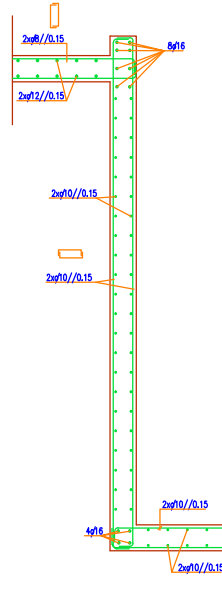
CORTE 3-3



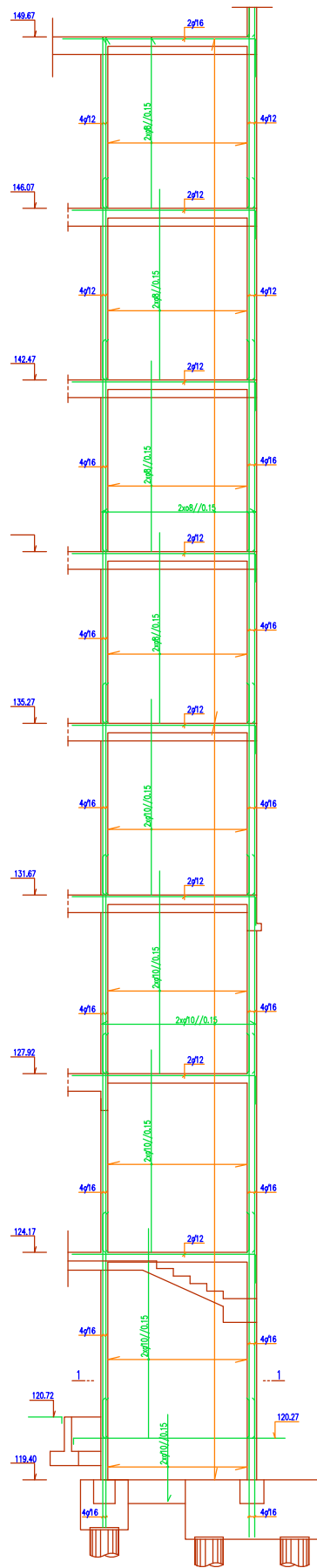
PAREDE B ESQ



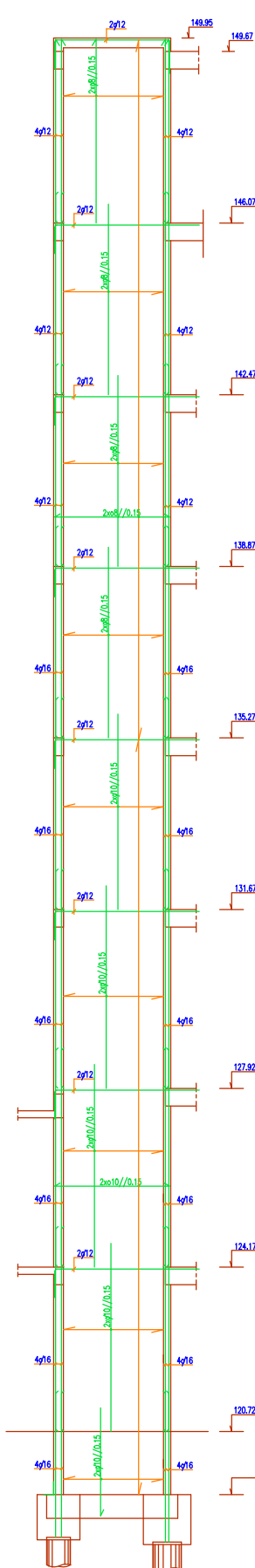
CORTE 1-1



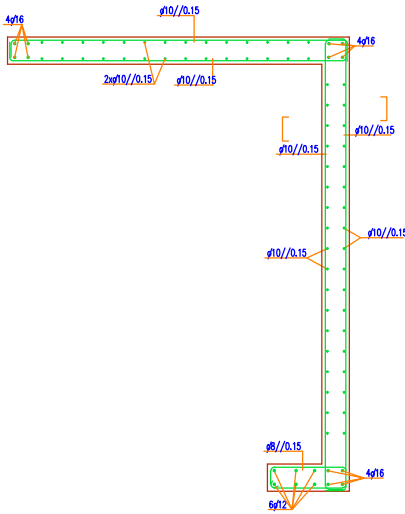
PAREDE D



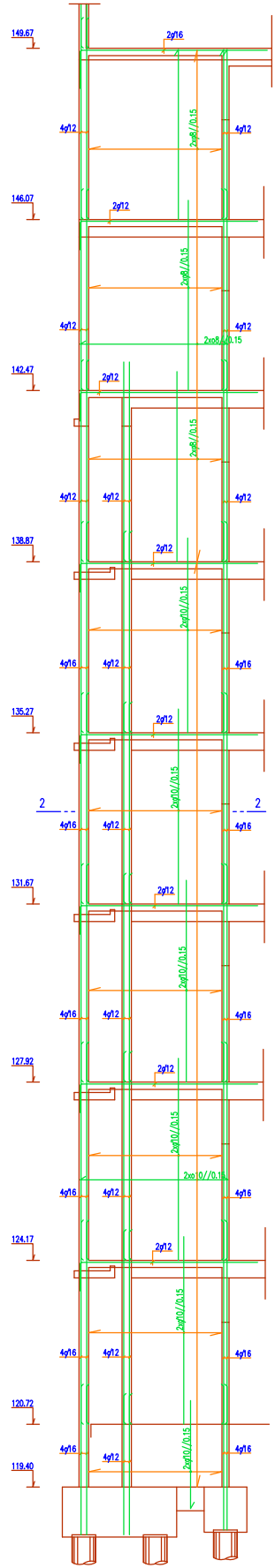
PAREDE 15



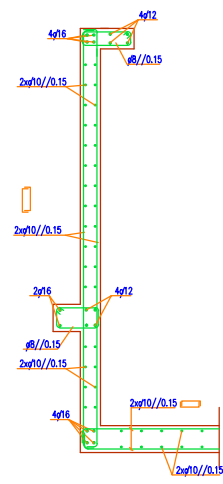
CORTE 1-1



PAREDE L

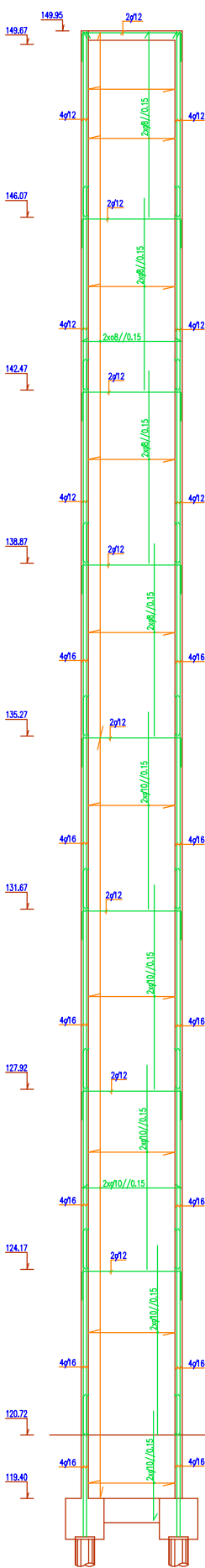
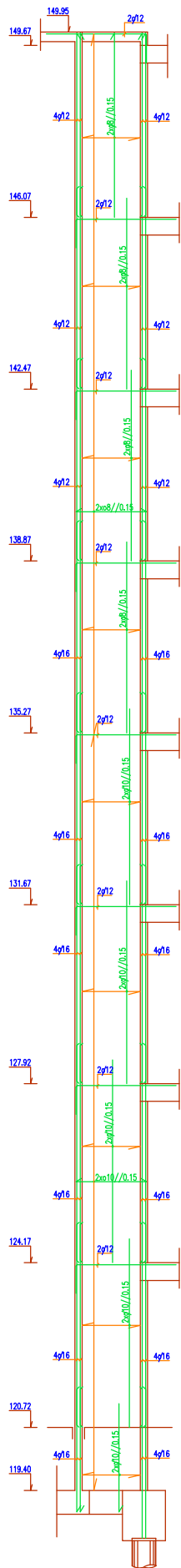


CORTE 2-2



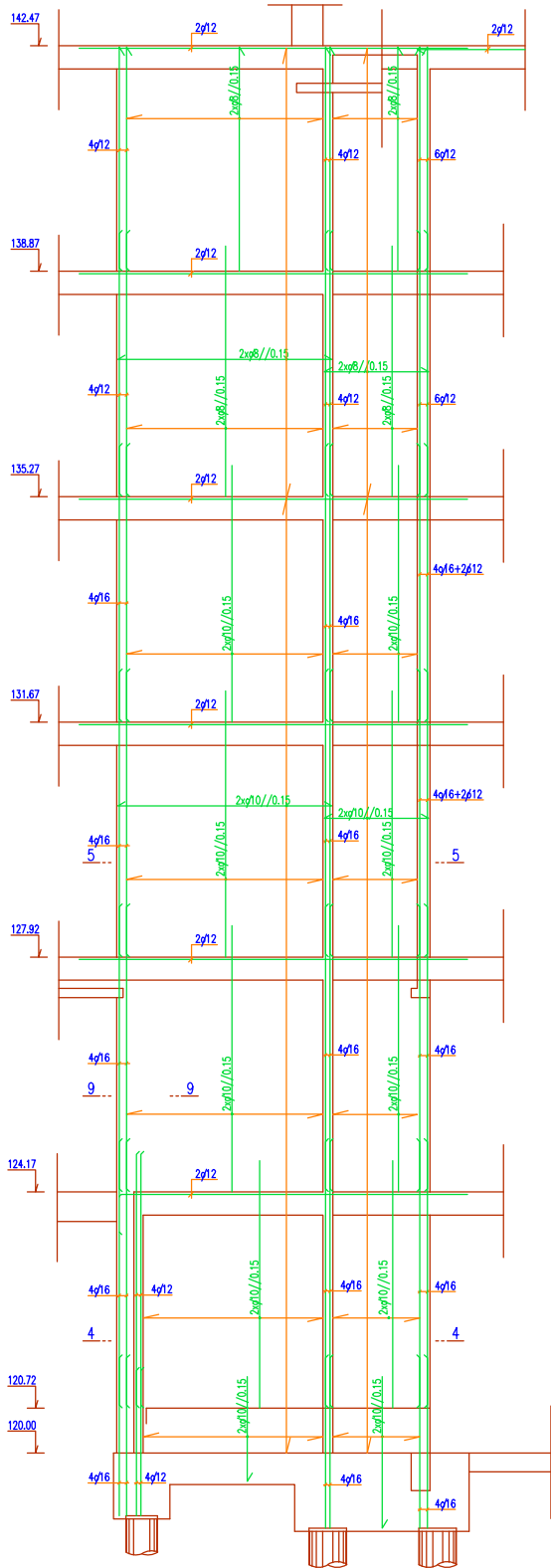
PAREDE N

PAREDE O

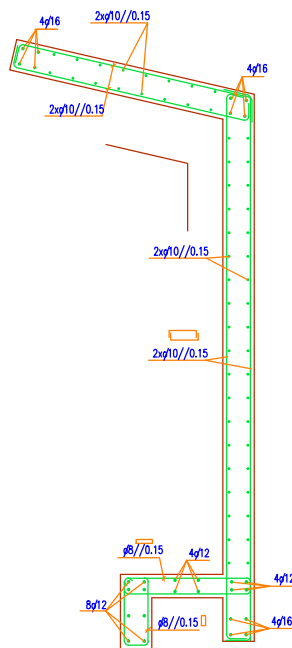




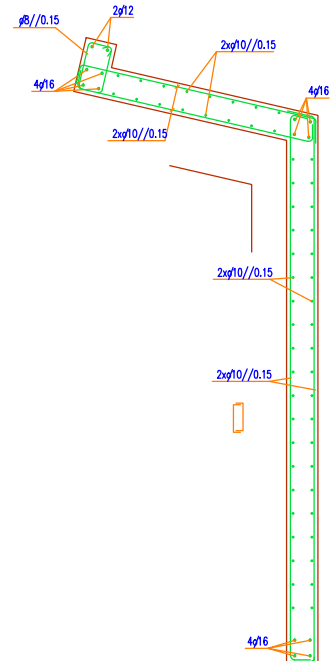
PAREDE Q DIR e S



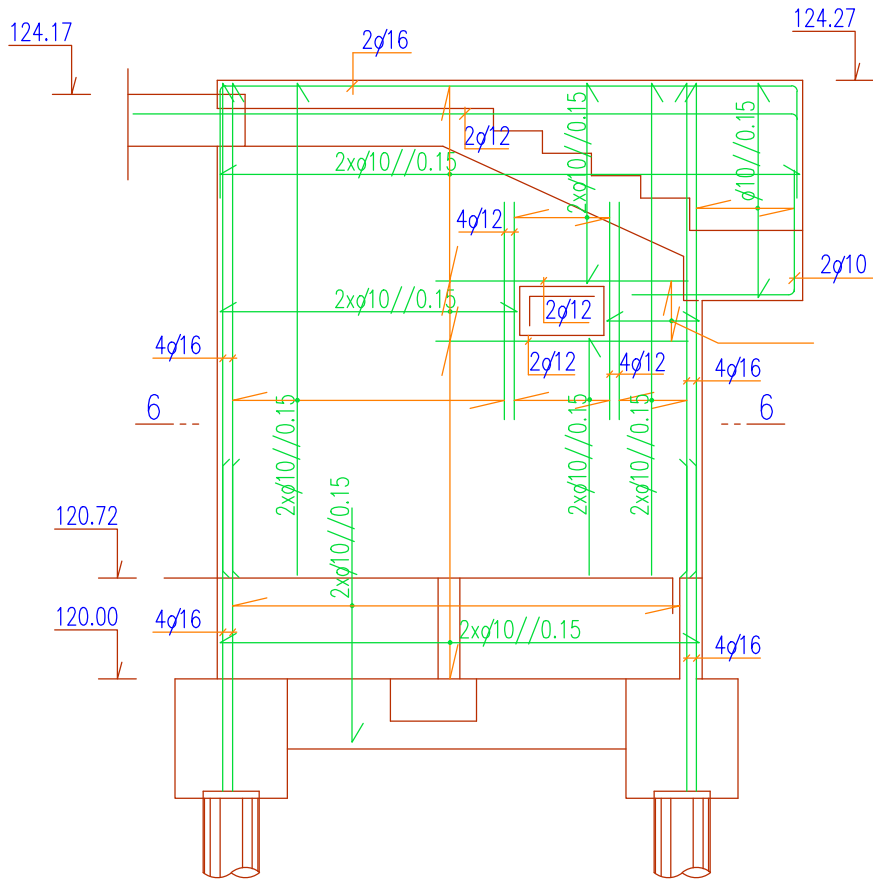
CORTE 4-4



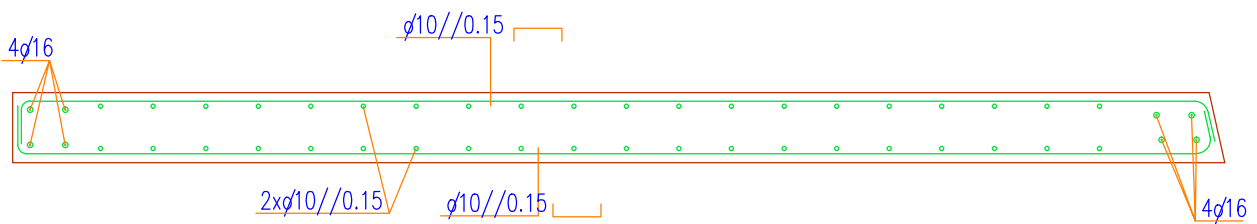
CORTE 5-5



PAREDE R



CORTE 6-6





**A7**

**VALORES DOS  
ESPETROS DE  
CÁLCULO DA AÇÃO  
SÍSMICA TIPO I E II**

Ação Sísmica Tipo I	
agr (m/s <sup>2</sup> )	0,35
Coeficiente de importância	1,45
ag (m/s <sup>2</sup> )	0,51
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> (s)	0,10
T <sub>C</sub> (s)	0,60
T <sub>D</sub> (s)	2,00
<b>Coef. de comportamento</b>	<b>2,20</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0 < T ≤ T <sub>B</sub>	
0	0,541
0,1	0,923
T <sub>B</sub> ≤ T ≤ T <sub>C</sub>	
0,1	0,923
0,2	0,923
0,3	0,923
0,4	0,923
0,5	0,923
0,6	0,923
T <sub>C</sub> ≤ T ≤ T <sub>D</sub>	
0,6	0,923
0,7	0,791
0,8	0,692
0,9	0,615
1	0,554
1,1	0,503
1,2	0,461
1,3	0,426
1,4	0,395
1,5	0,369
1,6	0,346
1,7	0,326
1,8	0,308
1,9	0,291
2	0,277
T <sub>D</sub> ≤ T	
2	0,277
2,1	0,251
2,2	0,229
2,3	0,209
2,4	0,192
2,5	0,177
2,6	0,164
2,7	0,152
2,8	0,141
2,9	0,132
3	0,123
3,1	0,115
3,2	0,108
3,3	0,102
3,4	0,102
3,5	0,102
3,6	0,102
3,7	0,102
3,8	0,102
3,9	0,102
4	0,102

Ação Sísmica Tipo II	
agr (m/s <sup>2</sup> )	0,80
Coeficiente de importância	1,25
ag (m/s <sup>2</sup> )	1,00
s <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> (s)	0,10
T <sub>C</sub> (s)	0,25
T <sub>D</sub> (s)	2,00
Coef. de comportamento	2,20

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0 < T ≤ T <sub>B</sub>	
0	1,067
0,1	1,818
T <sub>B</sub> ≤ T ≤ T <sub>C</sub>	
0,1	1,818
0,2	1,818
0,25	1,818
T <sub>C</sub> ≤ T ≤ T <sub>D</sub>	
0,25	1,818
0,3	1,515
0,4	1,136
0,5	0,909
0,6	0,758
0,7	0,649
0,8	0,568
0,9	0,505
1	0,455
1,1	0,413
1,2	0,379
1,3	0,350
1,4	0,325
1,5	0,303
1,6	0,284
1,7	0,267
1,8	0,253
1,9	0,239
2	0,227
T <sub>D</sub> ≤ T	
2,1	0,206
2,2	0,200
2,3	0,200
2,4	0,200
2,5	0,200
2,6	0,200
2,7	0,200
2,8	0,200
2,9	0,200
3	0,200
3,1	0,200
3,2	0,200
3,3	0,200
3,4	0,200
3,5	0,200
3,6	0,200
3,7	0,200
3,8	0,200
3,9	0,200
4	0,200

Ação Sísmica Tipo I	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,35
Coeficiente de importância	1,45
ag [m/s <sup>2</sup> ]	0,51
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,60
T <sub>D</sub> [s]	2,00
<b>Coef.de comportamento</b>	<b>1,50</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤T <sub>B</sub>	
0	0,541
0,1	1,353
T <sub>B</sub> ≤T≤T <sub>C</sub>	
0,1	1,353
0,2	1,353
0,3	1,353
0,4	1,353
0,5	1,353
0,6	1,353
T <sub>C</sub> ≤T≤T <sub>D</sub>	
0,6	1,353
0,7	1,160
0,8	1,015
0,9	0,902
1	0,812
1,1	0,738
1,2	0,677
1,3	0,625
1,4	0,580
1,5	0,541
1,6	0,508
1,7	0,478
1,8	0,451
1,9	0,427
2	0,406
T <sub>D</sub> ≤T	
2	0,406
2,1	0,368
2,2	0,336
2,3	0,307
2,4	0,282
2,5	0,260
2,6	0,240
2,7	0,223
2,8	0,207
2,9	0,193
3	0,180
3,1	0,169
3,2	0,159
3,3	0,149
3,4	0,140
3,5	0,133
3,6	0,125
3,7	0,119
3,8	0,112
3,9	0,107
4	0,102

Ação Sísmica Tipo II	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,80
Coeficiente de importância	1,25
ag [m/s <sup>2</sup> ]	1,00
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,25
T <sub>D</sub> [s]	2,00
<b>Coef,de comportamento</b>	<b>1,50</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤TB	
0	1,067
0,1	2,667
TB≤T≤TC	
0,1	2,667
0,2	2,667
0,25	2,667
TC≤T≤TD	
0,25	2,667
0,3	2,222
0,4	1,667
0,5	1,333
0,6	1,111
0,7	0,952
0,8	0,833
0,9	0,741
1	0,667
1,1	0,606
1,2	0,556
1,3	0,513
1,4	0,476
1,5	0,444
1,6	0,417
1,7	0,392
1,8	0,370
1,9	0,351
2	0,333
TD≤T	
2,1	0,302
2,2	0,275
2,3	0,252
2,4	0,231
2,5	0,213
2,6	0,200
2,7	0,200
2,8	0,200
2,9	0,200
3	0,200
3,1	0,200
3,2	0,200
3,3	0,200
3,4	0,200
3,5	0,200
3,6	0,200
3,7	0,200
3,8	0,200
3,9	0,200
4	0,000

Ação Sísmica Tipo I	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,35
Coeficiente de importância	1,45
ag [m/s <sup>2</sup> ]	0,51
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,60
T <sub>D</sub> [s]	2,00
<b>Coef.de comportamento</b>	<b>3,00</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤T <sub>B</sub>	
0	0,541
0,1	0,677
T <sub>B</sub> ≤T≤T <sub>C</sub>	
0,1	0,677
0,2	0,677
0,3	0,677
0,4	0,677
0,5	0,677
0,6	0,677
T <sub>C</sub> ≤T≤T <sub>D</sub>	
0,6	0,677
0,7	0,580
0,8	0,508
0,9	0,451
1	0,406
1,1	0,369
1,2	0,338
1,3	0,312
1,4	0,290
1,5	0,271
1,6	0,254
1,7	0,239
1,8	0,226
1,9	0,214
2	0,2030
T <sub>D</sub> ≤T	
2	0,2030
2,1	0,184
2,2	0,168
2,3	0,153
2,4	0,141
2,5	0,130
2,6	0,120
2,7	0,111
2,8	0,104
2,9	0,102
3	0,102
3,1	0,102
3,2	0,102
3,3	0,102
3,4	0,102
3,5	0,102
3,6	0,102
3,7	0,102
3,8	0,102
3,9	0,102
4	0,102

Ação Sísmica Tipo II	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,80
Coeficiente de importância	1,25
ag [m/s <sup>2</sup> ]	1,00
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,25
T <sub>D</sub> [s]	2,00
<b>Coef.de comportamento</b>	<b>3,00</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤T <sub>B</sub>	
0	1,067
0,1	1,333
T <sub>B</sub> ≤T≤T <sub>C</sub>	
0,1	1,333
0,2	1,333
0,25	1,333
T <sub>C</sub> ≤T≤T <sub>D</sub>	
0,25	1,333
0,3	1,111
0,4	0,833
0,5	0,667
0,6	0,556
0,7	0,476
0,8	0,417
0,9	0,370
1	0,333
1,1	0,303
1,2	0,278
1,3	0,256
1,4	0,238
1,5	0,222
1,6	0,208
1,7	0,200
1,8	0,200
1,9	0,200
2	0,200
T <sub>D</sub> ≤T	
2,1	0,200
2,2	0,000
2,3	0,200
2,4	0,200
2,5	0,200
2,6	0,200
2,7	0,200
2,8	0,200
2,9	0,200
3	0,200
3,1	0,200
3,2	0,200
3,3	0,200
3,4	0,200
3,5	0,200
3,6	0,200
3,7	0,200
3,8	0,200
3,9	0,200
4	0,200

Ação Sísmica Tipo I	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,35
Coeficiente de importância	1,45
ag [m/s <sup>2</sup> ]	0,51
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,60
T <sub>D</sub> [s]	2,00
<b>Coef.de comportamento</b>	<b>3,50</b>

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤T <sub>B</sub>	
0	0,541
0,1	0,580
T <sub>B</sub> ≤T≤T <sub>C</sub>	
0,1	0,580
0,2	0,580
0,3	0,580
0,4	0,580
0,5	0,580
0,6	0,580
T <sub>C</sub> ≤T≤T <sub>D</sub>	
0,6	0,580
0,7	0,497
0,8	0,435
0,9	0,387
1	0,348
1,1	0,316
1,2	0,290
1,3	0,268
1,4	0,249
1,5	0,232
1,6	0,218
1,7	0,205
1,8	0,193
1,9	0,183
2	0,174
T <sub>D</sub> ≤T	
2	0,174
2,1	0,158
2,2	0,144
2,3	0,132
2,4	0,121
2,5	0,111
2,6	0,103
2,7	0,102
2,8	0,102
2,9	0,102
3	0,102
3,1	0,102
3,2	0,102
3,3	0,102
3,4	0,102
3,5	0,102
3,6	0,102
3,7	0,102
3,8	0,102
3,9	0,102
4	0,102



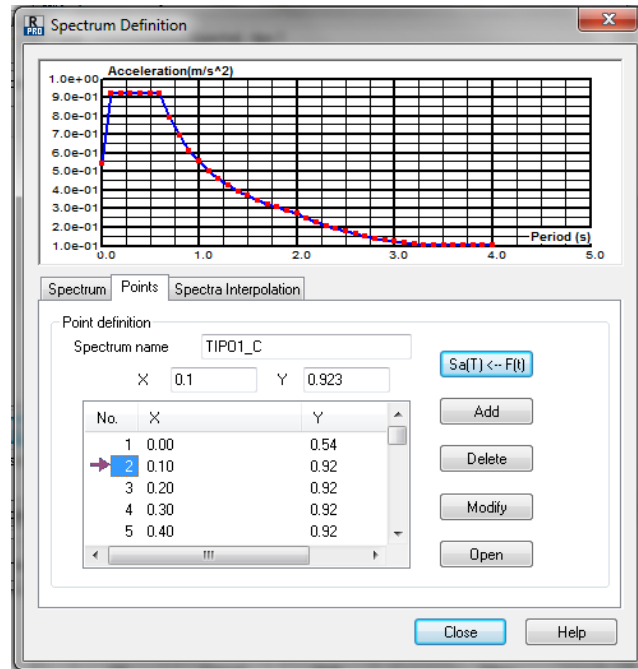
Ação Sísmica Tipo II	
agr [m/s <sup>2</sup> ]	0,80
Coeficiente de importância	1,25
ag [m/s <sup>2</sup> ]	1,00
S <sub>max</sub>	1,60
T <sub>B</sub> [s]	0,10
T <sub>C</sub> [s]	0,25
T <sub>D</sub> [s]	2,00
Coef.de comportamento	3,50

T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0<T≤TB	
0	1,067
0,1	1,143
TB≤T≤TC	
0,1	1,143
0,2	1,143
0,25	1,143
TC≤T≤TD	
0,25	1,143
0,3	0,952
0,4	0,714
0,5	0,571
0,6	0,476
0,7	0,408
0,8	0,357
0,9	0,317
1	0,286
1,1	0,260
1,2	0,238
1,3	0,220
1,4	0,204
1,5	0,200
1,6	0,200
1,7	0,200
1,8	0,200
1,9	0,200
2	0,200
TD≤T	
2,1	0,200
2,2	0,200
2,3	0,200
2,4	0,200
2,5	0,200
2,6	0,200
2,7	0,200
2,8	0,200
2,9	0,200
3	0,200
3,1	0,200
3,2	0,200
3,3	0,200
3,4	0,200
3,5	0,200
3,6	0,200
3,7	0,200
3,8	0,200
3,9	0,200
4	0,200

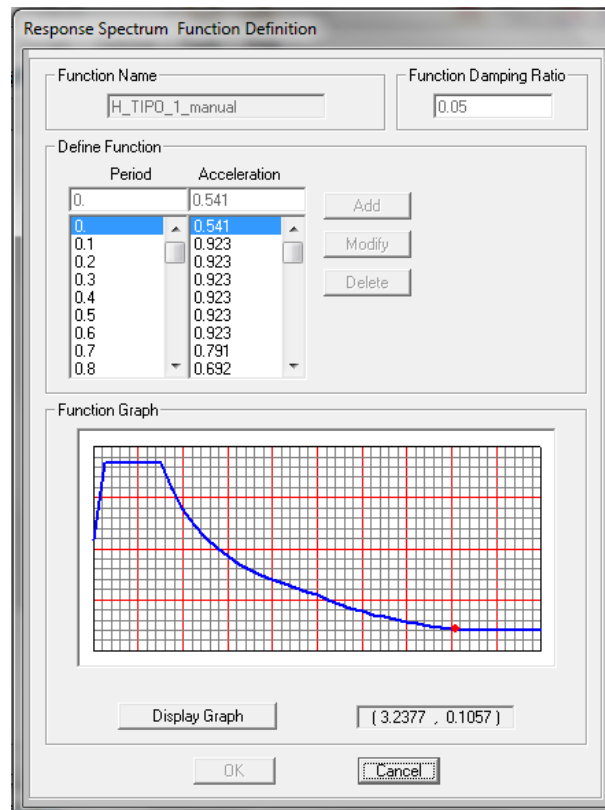
**A8**

**ESPETRO DE CÁLCULO  
PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO  
I - ROBOT**

**ESPETRO DE CÁLCULO  
PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO  
I - SAP2000**



Espectro de cálculo para a ação sísmica Tipo I - ROBOT.



Espectro de cálculo para a ação sísmica Tipo I - SAP2000

**A9**

**TABELAS DE RESULTADOS**

**MODAIS**

TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO DO SAP2000

Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
1	1.570	0.637	4.743	60.809	0.003	4.743	60.809	0.003
2	1.819	0.550	60.283	5.275	0.002	65.026	66.083	0.005
3	2.770	0.361	0.951	0.045	0.001	65.977	66.129	0.006
4	5.694	0.176	1.153	18.535	0.031	67.131	84.664	0.037
5	6.828	0.146	19.457	1.063	0.082	86.588	85.727	0.119
6	7.463	0.134	0.011	0.013	19.407	86.599	85.740	19.526
7	7.554	0.132	0.166	0.004	15.414	86.765	85.744	34.940
8	8.072	0.124	0.006	0.014	5.626	86.771	85.758	40.567
9	8.622	0.116	0.009	0.000	0.032	86.780	85.758	40.599
10	8.745	0.114	0.007	0.021	5.561	86.787	85.779	46.159
11	9.139	0.109	0.000	0.002	9.158	86.787	85.781	55.317
12	9.200	0.109	0.000	0.007	0.000	86.787	85.788	55.318
13	9.312	0.107	0.000	0.009	2.897	86.788	85.798	58.215
14	9.375	0.107	0.000	0.008	0.598	86.788	85.806	58.812
15	9.678	0.103	0.071	0.005	0.102	86.859	85.811	58.915
16	9.831	0.102	0.010	0.007	0.138	86.869	85.818	59.052
17	9.995	0.100	0.048	0.015	0.008	86.917	85.832	59.060
18	10.276	0.097	0.005	0.001	0.254	86.922	85.833	59.314
19	10.327	0.097	0.027	0.012	0.697	86.949	85.846	60.011
20	10.457	0.096	0.005	0.003	0.015	86.954	85.848	60.026
21	10.550	0.095	0.010	0.008	0.081	86.964	85.856	60.107
22	10.593	0.094	0.001	0.016	0.002	86.965	85.873	60.109
23	10.639	0.094	0.000	0.001	0.106	86.965	85.874	60.216
24	10.674	0.094	0.000	0.014	2.117	86.965	85.888	62.332
25	10.853	0.092	0.002	0.002	0.204	86.968	85.890	62.537
26	10.931	0.091	0.000	0.002	0.032	86.968	85.892	62.569
27	11.003	0.091	0.000	0.005	0.137	86.969	85.897	62.705
28	11.043	0.091	0.010	0.026	0.121	86.979	85.923	62.826
29	11.113	0.090	0.001	0.001	0.115	86.979	85.923	62.941
30	11.249	0.089	0.001	0.068	0.006	86.980	85.991	62.948
31	11.327	0.088	0.001	0.030	0.161	86.981	86.021	63.108
32	11.429	0.087	0.001	0.000	0.001	86.982	86.021	63.110
33	11.473	0.087	0.013	0.160	0.052	86.995	86.181	63.162
34	11.537	0.087	0.014	0.327	0.054	87.009	86.509	63.216
35	11.635	0.086	0.124	4.699	0.119	87.133	91.208	63.334
36	11.681	0.086	0.047	0.398	0.043	87.180	91.605	63.377
37	11.755	0.085	0.015	0.213	0.262	87.196	91.819	63.639
38	11.793	0.085	0.004	0.070	0.007	87.200	91.888	63.645
39	11.812	0.085	0.001	0.120	0.000	87.201	92.008	63.645
40	11.959	0.084	0.014	0.251	0.589	87.215	92.258	64.235
41	12.002	0.083	0.001	0.003	0.008	87.216	92.261	64.242
42	12.018	0.083	0.008	0.027	0.099	87.224	92.288	64.341
43	12.131	0.082	0.002	0.008	0.006	87.225	92.296	64.347
44	12.162	0.082	0.001	0.006	0.001	87.227	92.302	64.349
45	12.242	0.082	0.001	0.007	0.013	87.227	92.310	64.361
46	12.332	0.081	0.001	0.002	0.204	87.228	92.311	64.565

TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO DO SAP2000

Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
47	12.360	0.081	0.003	0.006	0.113	87.231	92.317	64.678
48	12.474	0.080	0.001	0.001	0.244	87.232	92.318	64.922
49	12.499	0.080	0.000	0.007	0.049	87.233	92.325	64.971
50	12.518	0.080	0.001	0.002	0.223	87.234	92.327	65.194
51	12.609	0.079	0.021	0.000	0.128	87.255	92.327	65.322
52	12.630	0.079	0.001	0.000	0.000	87.256	92.327	65.323
53	12.719	0.079	0.001	0.013	0.042	87.257	92.341	65.365
54	12.808	0.078	0.001	0.000	0.155	87.258	92.341	65.519
55	12.815	0.078	0.006	0.000	0.391	87.265	92.341	65.910
56	12.917	0.077	0.039	0.004	0.003	87.304	92.344	65.913
57	12.927	0.077	0.032	0.001	0.169	87.336	92.345	66.082
58	13.007	0.077	0.044	0.002	0.001	87.381	92.347	66.083
59	13.262	0.075	0.000	0.001	0.114	87.381	92.348	66.197
60	13.286	0.075	0.021	0.000	0.026	87.402	92.348	66.223
61	13.443	0.074	0.004	0.000	0.043	87.406	92.348	66.266
62	13.544	0.074	0.139	0.000	0.170	87.545	92.348	66.437
63	13.651	0.073	0.017	0.000	0.041	87.561	92.349	66.478
64	13.757	0.073	0.112	0.019	1.060	87.673	92.368	67.538
65	13.880	0.072	0.215	0.008	0.210	87.888	92.376	67.748
66	13.907	0.072	0.341	0.021	0.007	88.229	92.397	67.755
67	13.921	0.072	0.015	0.001	0.025	88.243	92.398	67.779
68	13.964	0.072	0.036	0.009	0.332	88.279	92.408	68.112
69	14.034	0.071	0.007	0.009	0.311	88.286	92.417	68.423
70	14.051	0.071	0.636	0.011	0.557	88.922	92.428	68.980
71	14.130	0.071	0.253	0.012	0.010	89.175	92.440	68.990
72	14.156	0.071	1.643	0.042	0.070	90.818	92.482	69.060

TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO DO ROBOT								
Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
1	1.590	0.630	4.380	62.200	0.000	4.380	62.200	0.000
2	1.830	0.550	61.740	5.070	0.000	66.120	67.270	0.000
3	2.760	0.360	1.090	0.150	0.000	67.210	67.420	0.010
4	5.580	0.180	0.770	17.640	0.030	67.980	85.070	0.030
5	6.620	0.150	19.400	0.670	0.030	87.390	85.740	0.060
6	7.600	0.130	0.020	0.010	18.080	87.400	85.750	18.150
7	7.820	0.130	0.080	0.000	16.890	87.480	85.750	35.030
8	8.340	0.120	0.000	0.020	4.660	87.490	85.770	39.700
9	8.770	0.110	0.010	0.010	0.690	87.500	85.780	40.390
10	8.880	0.110	0.000	0.000	5.640	87.500	85.780	46.020
11	9.110	0.110	0.000	0.000	9.590	87.500	85.790	55.620
12	9.360	0.110	0.010	0.080	0.730	87.510	85.870	56.350
13	9.410	0.110	0.100	0.080	0.350	87.610	85.940	56.700
14	9.440	0.110	0.000	0.000	0.380	87.610	85.940	57.070
15	9.620	0.100	0.000	0.000	1.560	87.610	85.950	58.640
16	9.740	0.100	0.010	0.050	2.250	87.620	85.990	60.890
17	9.870	0.100	0.000	0.100	0.010	87.620	86.090	60.900
18	9.990	0.100	0.000	0.030	0.010	87.620	86.120	60.910
19	10.310	0.100	0.000	0.410	0.450	87.620	86.530	61.360
20	10.330	0.100	0.020	0.980	0.220	87.640	87.510	61.580
21	10.630	0.090	0.000	0.100	0.080	87.640	87.600	61.660
22	10.740	0.090	0.040	3.040	0.550	87.690	90.640	62.210
23	10.770	0.090	0.000	0.050	0.190	87.690	90.700	62.390
24	10.810	0.090	0.040	0.820	1.360	87.720	91.520	63.750
25	11.050	0.090	0.000	0.020	0.030	87.730	91.540	63.790
26	11.110	0.090	0.000	0.000	0.230	87.730	91.540	64.010
27	11.310	0.090	0.000	0.080	0.050	87.730	91.620	64.060
28	11.340	0.090	0.000	0.000	0.040	87.730	91.620	64.110
29	11.530	0.090	0.010	0.000	0.060	87.730	91.620	64.170
30	11.550	0.090	0.000	0.000	0.110	87.730	91.620	64.280
31	11.620	0.090	0.000	0.000	0.020	87.740	91.620	64.300
32	11.660	0.090	0.000	0.000	0.470	87.740	91.630	64.760
33	11.800	0.080	0.000	0.000	0.010	87.740	91.630	64.770
34	11.910	0.080	0.000	0.000	0.200	87.740	91.630	64.970
35	12.020	0.080	0.020	0.010	0.100	87.750	91.630	65.070
36	12.050	0.080	0.030	0.020	0.080	87.780	91.660	65.150
37	12.060	0.080	0.010	0.000	0.030	87.790	91.660	65.180
38	12.110	0.080	0.020	0.000	0.120	87.810	91.660	65.300
39	12.150	0.080	0.000	0.000	0.030	87.810	91.670	65.330
40	12.180	0.080	0.010	0.000	0.000	87.810	91.670	65.330
41	12.230	0.080	0.020	0.020	0.390	87.830	91.680	65.720
42	12.300	0.080	0.110	0.000	0.070	87.940	91.680	65.790
43	12.350	0.080	0.000	0.000	0.000	87.950	91.690	65.790
44	12.360	0.080	0.010	0.020	0.020	87.950	91.700	65.810
45	12.440	0.080	0.000	0.000	0.560	87.950	91.710	66.370
46	12.510	0.080	0.010	0.000	0.010	87.960	91.710	66.380

TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO DO ROBOT								
Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
47	12.710	0.080	0.210	0.000	0.000	88.170	91.710	66.390
48	12.720	0.080	0.000	0.000	0.060	88.170	91.710	66.440
49	12.730	0.080	0.130	0.000	0.090	88.300	91.710	66.540
50	12.760	0.080	0.000	0.000	0.010	88.300	91.710	66.540
51	12.920	0.080	1.200	0.030	0.020	89.500	91.740	66.570
52	12.960	0.080	0.310	0.040	0.000	89.820	91.780	66.570
53	12.980	0.080	0.210	0.020	0.020	90.030	91.800	66.580



TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO COM RÓTULAS NOS PILARES DO SAP2000								
Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
1	1.380	0.725	4.651	59.723	0.000	4.651	59.723	0.000
2	1.670	0.599	59.995	5.142	0.000	64.646	64.865	0.000
3	2.622	0.381	0.581	0.014	0.000	65.228	64.879	0.001
4	5.405	0.185	1.112	19.813	0.022	66.339	84.692	0.023
5	6.629	0.151	19.258	0.979	0.810	85.597	85.671	0.833
6	6.840	0.146	1.067	0.034	9.818	86.664	85.705	10.651
7	6.879	0.145	0.005	0.011	10.192	86.669	85.716	20.843
8	7.241	0.138	0.025	0.000	8.435	86.693	85.716	29.277
9	7.813	0.128	0.002	0.006	1.104	86.695	85.721	30.381
10	7.835	0.128	0.018	0.013	5.105	86.713	85.734	35.486
11	7.971	0.125	0.000	0.003	2.120	86.713	85.738	37.607
12	8.063	0.124	0.005	0.026	1.128	86.719	85.764	38.735
13	8.172	0.122	0.000	0.017	0.120	86.719	85.781	38.855
14	8.243	0.121	0.010	0.017	6.988	86.729	85.797	45.843
15	8.755	0.114	0.000	0.001	0.001	86.729	85.799	45.844
16	8.805	0.114	0.002	0.001	0.872	86.731	85.800	46.716
17	8.812	0.113	0.003	0.001	0.384	86.734	85.801	47.099
18	8.868	0.113	0.000	0.000	0.031	86.734	85.801	47.131
19	8.898	0.112	0.031	0.005	1.043	86.765	85.806	48.174
20	8.912	0.112	0.018	0.000	2.727	86.783	85.806	50.901
21	8.917	0.112	0.000	0.000	0.473	86.783	85.806	51.374
22	8.947	0.112	0.000	0.000	5.907	86.783	85.806	57.281
23	9.222	0.108	0.002	0.000	1.007	86.785	85.806	58.288
24	9.271	0.108	0.002	0.000	0.191	86.787	85.807	58.479
25	9.317	0.107	0.000	0.000	0.286	86.788	85.807	58.765
26	9.430	0.106	0.004	0.004	0.548	86.792	85.811	59.314
27	9.450	0.106	0.001	0.008	0.215	86.793	85.819	59.528
28	9.473	0.106	0.000	0.000	0.008	86.793	85.819	59.537
29	9.565	0.105	0.001	0.001	0.010	86.794	85.820	59.547
30	9.664	0.103	0.000	0.004	0.034	86.794	85.824	59.580
31	9.723	0.103	0.002	0.003	0.145	86.796	85.827	59.725
32	9.732	0.103	0.013	0.004	0.308	86.810	85.831	60.034
33	9.763	0.102	0.001	0.001	1.422	86.811	85.832	61.456
34	9.864	0.101	0.039	0.016	0.224	86.850	85.848	61.679
35	9.917	0.101	0.000	0.001	1.038	86.850	85.849	62.717
36	9.969	0.100	0.000	0.002	0.281	86.850	85.851	62.998
37	9.997	0.100	0.016	0.007	0.116	86.866	85.859	63.114
38	10.058	0.099	0.048	0.011	0.264	86.914	85.870	63.378
39	10.148	0.099	0.011	0.005	0.265	86.926	85.875	63.643
40	10.183	0.098	0.001	0.000	0.008	86.927	85.875	63.651
41	10.285	0.097	0.000	0.000	0.036	86.928	85.875	63.687
42	10.306	0.097	0.001	0.000	0.007	86.929	85.875	63.695
43	10.309	0.097	0.000	0.000	0.002	86.929	85.875	63.696
44	10.329	0.097	0.006	0.001	0.007	86.935	85.876	63.703
45	10.585	0.094	0.003	0.001	0.030	86.938	85.877	63.733
46	10.699	0.093	0.008	0.030	0.030	86.946	85.907	63.763

TABELA DE RESULTADOS MODAIS - MODELO NUMÉRICO COM RÓTULAS NOS PILARES DO SAP2000								
Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
47	10.774	0.093	0.000	0.006	0.000	86.946	85.913	63.763
48	10.822	0.092	0.001	0.004	0.004	86.947	85.917	63.767
49	10.829	0.092	0.005	0.055	0.033	86.952	85.972	63.800
50	10.919	0.092	0.001	0.002	0.301	86.953	85.974	64.101
51	10.942	0.091	0.000	0.025	0.005	86.953	85.999	64.106
52	11.012	0.091	0.003	0.179	0.051	86.956	86.178	64.156
53	11.082	0.090	0.001	0.011	0.147	86.958	86.188	64.303
54	11.169	0.090	0.000	0.009	0.011	86.958	86.197	64.315
55	11.222	0.089	0.147	3.638	0.000	87.105	89.835	64.315
56	11.275	0.089	0.053	1.619	0.001	87.158	91.454	64.316
57	11.352	0.088	0.003	0.008	0.045	87.161	91.461	64.361
58	11.454	0.087	0.019	0.430	0.193	87.180	91.891	64.555
59	11.490	0.087	0.006	0.090	0.002	87.186	91.981	64.557
60	11.543	0.087	0.000	0.307	0.010	87.186	92.288	64.566
61	11.661	0.086	0.000	0.099	0.416	87.186	92.387	64.982
62	11.676	0.086	0.002	0.009	0.146	87.188	92.396	65.128
63	11.730	0.085	0.000	0.007	0.011	87.188	92.403	65.139
64	11.805	0.085	0.000	0.001	0.018	87.188	92.403	65.156
65	11.866	0.084	0.000	0.003	0.001	87.188	92.407	65.158
66	11.888	0.084	0.004	0.018	0.002	87.192	92.424	65.160
67	12.042	0.083	0.055	0.001	0.082	87.247	92.426	65.241
68	12.057	0.083	0.004	0.007	0.002	87.251	92.432	65.243
69	12.084	0.083	0.000	0.002	0.012	87.251	92.434	65.255
70	12.165	0.082	0.026	0.003	0.021	87.278	92.437	65.277
71	12.209	0.082	0.007	0.003	0.086	87.285	92.440	65.362
72	12.226	0.082	0.000	0.002	0.247	87.285	92.442	65.609
73	12.275	0.081	0.006	0.001	0.007	87.291	92.443	65.615
74	12.337	0.081	0.030	0.001	0.000	87.321	92.443	65.615
75	12.385	0.081	0.000	0.000	0.005	87.321	92.444	65.620
76	12.410	0.081	0.001	0.001	0.428	87.322	92.445	66.047
77	12.456	0.080	0.001	0.001	0.000	87.323	92.446	66.048
78	12.504	0.080	0.006	0.026	0.006	87.329	92.472	66.054
79	12.554	0.080	0.012	0.025	0.037	87.341	92.497	66.091
80	12.567	0.080	0.032	0.006	0.046	87.373	92.503	66.136
81	12.604	0.079	0.015	0.000	0.035	87.388	92.503	66.172
82	12.627	0.079	0.005	0.000	0.061	87.393	92.503	66.233
83	12.741	0.078	0.005	0.001	0.050	87.398	92.503	66.283
84	12.786	0.078	0.020	0.002	0.097	87.418	92.505	66.379
85	12.832	0.078	0.003	0.006	0.386	87.420	92.512	66.765
86	12.860	0.078	0.000	0.001	0.051	87.421	92.513	66.816
87	12.895	0.078	0.000	0.007	0.029	87.421	92.520	66.844
88	12.930	0.077	0.007	0.013	0.598	87.428	92.534	67.442
89	12.970	0.077	0.015	0.002	0.000	87.443	92.535	67.442
90	13.029	0.077	0.006	0.000	0.071	87.449	92.535	67.514
91	13.094	0.076	0.007	0.002	0.005	87.456	92.538	67.518
92	13.128	0.076	0.008	0.003	0.079	87.464	92.541	67.598

93	13.174	0.076	0.004	0.001	0.030	87.467	92.542	67.628
94	13.234	0.076	0.099	0.000	0.000	87.566	92.542	67.628
Modo	Frequência (Hz)	Período (seg)	F.P.M. UX (%)	F.P.M. UY (%)	F.P.M. UZ (%)	F.P.M.A. UX (%)	F.P.M.A. UY (%)	F.P.M.A. UZ (%)
95	13.248	0.075	0.042	0.001	0.028	87.608	92.543	67.656
96	13.302	0.075	0.135	0.001	0.094	87.742	92.544	67.751
97	13.344	0.075	0.016	0.000	0.034	87.758	92.544	67.785
98	13.392	0.075	0.007	0.002	0.000	87.765	92.546	67.785
99	13.472	0.074	0.013	0.000	0.001	87.779	92.546	67.785
100	13.493	0.074	0.031	0.014	0.005	87.810	92.560	67.790
101	13.505	0.074	0.175	0.009	0.050	87.985	92.569	67.840
102	13.550	0.074	0.009	0.000	0.001	87.994	92.569	67.841
103	13.574	0.074	0.342	0.013	0.137	88.337	92.582	67.978
104	13.642	0.073	0.113	0.001	0.048	88.449	92.583	68.025
105	13.685	0.073	0.115	0.008	0.021	88.564	92.591	68.046
106	13.723	0.073	0.272	0.004	0.139	88.836	92.596	68.184
107	13.768	0.073	0.040	0.002	0.017	88.875	92.598	68.202
108	13.807	0.072	0.015	0.001	0.002	88.891	92.598	68.203
109	13.883	0.072	0.824	0.028	0.014	89.715	92.627	68.217
110	13.937	0.072	0.028	0.001	0.034	89.743	92.628	68.251
111	13.998	0.071	0.160	0.001	0.001	89.904	92.628	68.251
112	14.048	0.071	2.159	0.046	0.037	92.063	92.674	68.288

# **A10**

## **VETORES UTILIZADOS NA DETERMINAÇÃO DO PARÂMETRO MAC**

VECTOR SAP2000_MODO 1
0.000246
-0.000501
0.000525
0.000244
-0.000525
0.000055
0.000246
-0.000692
-0.000273
0.000151
-0.000501
-0.00005
0.000153
-0.000579
0.000068
0.000151
-0.000692
-0.000018
0.000056
-0.000501
-0.000176
0.000062
-0.000579
0.000067
0.000056
-0.000692
-0.000739
0.000802
-0.001608
0.001052
0.000802
-0.001869
0.000109
0.000802
-0.002252
-0.000466
0.00048
-0.001608
-0.000063
0.000482
-0.001871
0.000061
0.00048
-0.002252
-0.000032
0.000158
-0.001608
-0.000269

VECTOR ROBOT_MODO 1
-0.008602
0.023603
-0.021095
-0.007303
0.038423
-0.003284
-0.008976
0.064117
0.008800
-0.004931
0.023603
0.001408
-0.004993
0.026550
0.001054
-0.004931
0.030945
0.000549
-0.001260
0.023603
0.009774
-0.001489
0.026585
-0.003838
-0.005014
0.034641
0.032844
-0.027755
0.073448
-0.037785
-0.027264
0.124832
-0.006498
-0.027755
0.102484
0.013584
-0.014179
0.075333
0.001567
-0.014383
0.086377
-0.000012
-0.014179
0.102484
0.000609
-0.000604
0.075333
0.015761

VECTOR SAP2000_MODO 1
0.000178
-0.001869
0.000088
0.000158
-0.002252
-0.001416
0.001569
-0.003552
0.001696
0.001569
-0.003963
0.000163
0.001569
-0.004565
-0.000599
0.001063
-0.003552
-0.000058
0.001071
-0.003923
0.000006049
0.001063
-0.004565
-0.000051
0.000556
-0.003552
-0.000314
0.000587
-0.003963
0.000111
0.000556
-0.004565
-0.001969
0.002464
-0.005839
0.002037
0.002464
-0.00641
0.000239
0.002464
-0.007243
-0.000685
0.001763
-0.005839
-0.000056
0.001763
-0.006354
0.000088

VECTOR ROBOT_MODO 1
-0.001452
0.086363
-0.005584
-0.011180
0.104622
0.061334
-0.050361
0.168997
-0.066373
-0.050007
0.185950
-0.009712
-0.050007
0.206866
0.016202
-0.032393
0.171639
0.001199
-0.033289
0.184176
0.006562
-0.032393
0.206866
0.000685
-0.014779
0.171639
0.019070
-0.015880
0.185950
-0.007751
-0.022440
0.205157
0.084091
-0.077055
0.279166
-0.079298
-0.075794
0.300791
-0.013854
-0.075794
0.326187
0.018224
-0.054408
0.283415
0.000968
-0.054771
0.298637
0.001299

VECTOR SAP2000_MODO 1
0.001763
-0.007243
-0.000063
0.001061
-0.005839
-0.000302
0.001104
-0.00641
0.000095
0.001061
-0.007243
-0.002324
0.003459
-0.00833
0.002234
0.003459
-0.00907
0.000327
0.003459
-0.010152
-0.000732
0.002549
-0.00833
-0.000058
0.002565
-0.008997
0.000056
0.002549
-0.010152
-0.000069
0.001638
-0.00833
-0.000277
0.001695
-0.00907
0.000057
0.001638
-0.010152
-0.002533
0.004492
-0.010855
0.002343
0.004492
-0.011765
0.000404
0.004492
-0.013095
-0.000755

VECTOR ROBOT_MODO 1
-0.054408
0.326187
0.000837
-0.033022
0.283415
0.019198
-0.034359
0.300791
-0.006786
-0.037546
0.322210
0.099423
-0.105730
0.399662
-0.086645
-0.104408
0.425031
-0.018465
-0.104408
0.455014
0.019664
-0.079159
0.404517
0.000825
-0.079587
0.422489
0.001348
-0.079159
0.455014
0.001079
-0.053911
0.404517
0.018468
-0.055489
0.425031
-0.005663
-0.055730
0.450260
0.109071
-0.135937
0.524111
-0.090516
-0.134673
0.549628
-0.022290
-0.134673
0.585230
0.020683

VECTOR SAP2000_MODO 1
0.003372
-0.010855
-0.000062
0.003391
-0.011656
0.000114
0.003372
-0.013095
-0.000069
0.002251
-0.010855
-0.000259
0.002251
-0.011765
-0.000672
0.002251
-0.013095
-0.002651
0.00558
-0.013438
0.002389
0.00558
-0.014533
0.000486
0.00558
-0.016134
-0.000779
0.004232
-0.013438
-0.000068
0.004266
-0.014402
0.000119
0.004232
-0.016134
-0.0003
0.002884
-0.013438
-0.000246
0.002884
-0.014533
-0.00084
0.002884
-0.016134
-0.002706
0.006663
-0.015946
0.002394

VECTOR ROBOT_MODO 1
-0.104692
0.525268
0.000747
-0.104692
0.546609
-0.001788
-0.104692
0.585230
0.001587
-0.074711
0.525268
0.018353
-0.074711
0.549628
0.026675
-0.075857
0.583663
0.114658
-0.167353
0.649460
-0.092185
-0.167668
0.682101
-0.026133
-0.167668
0.724734
0.021028
-0.131767
0.652931
0.000695
-0.132375
0.678486
-0.001714
-0.131767
0.724734
0.006486
-0.095865
0.652931
0.018240
-0.095865
0.682101
0.035933
-0.097132
0.719580
0.117640
-0.199998
0.773458
-0.092613



0.005089
-0.015946
-0.000075
0.005129
-0.017072
0.000117
0.005086
-0.019094
-0.000199
0.003514
-0.015946
-0.00023
0.003514
-0.017225
-0.000982
0.003514
-0.019094
-0.002733
0.007809
-0.018551
0.002392
0.007778
-0.022232
-0.000759
0.006076
-0.018484
-0.000082
0.006066
-0.022237
-0.000236
0.004123
-0.018471
-0.000221
0.004314
-0.022217
-0.002753

-0.157941
0.774943
0.000635
-0.158640
0.804303
-0.002208
-0.157941
0.857438
0.005868
-0.116694
0.774943
0.017903
-0.116694
0.808457
0.043597
-0.120649
0.855840
0.119434
-0.235350
0.902652
-0.092575
-0.231625
1.000000
0.020320
-0.185014
0.902652
0.000563
-0.190829
1.000000
0.005837
-0.134679
0.902652
0.018279
-0.148618
1.000000
0.120149

VECTOR SAP2000_MODO 2
-0.000617
-0.000185
-0.000157
-0.000609
-0.000143
0.00015
-0.000617
-0.000169
0.000859
-0.000609
-0.000185
0.000201
-0.00061
-0.000178
0.000062
-0.000609
-0.000169
0.00005
-0.000602
-0.000185
-0.000556
-0.000602
-0.000178
0.000086
-0.000602
-0.000169
0.000395
-0.002018
-0.000634
-0.000438
-0.002018
-0.000594
0.000297
-0.002018
-0.000537
0.001631
-0.00197
-0.000634
0.000241
-0.00197
-0.000594
0.000069
-0.00197
-0.000537
0.00009
-0.001922
-0.000634
-0.001051

VECTOR ROBOT_MODO 2
0.029075
0.006358
0.009539
0.027280
0.009261
-0.005895
0.024815
-0.003742
-0.037040
0.026851
0.006359
-0.008217
0.026888
0.004573
-0.004268
0.026851
0.001910
-0.002309
0.024627
0.006359
0.021565
0.024766
0.004551
-0.002008
0.021612
0.001375
-0.018814
0.087420
0.021619
0.026792
0.104963
0.028825
-0.011740
0.087420
0.011265
-0.071864
0.082579
0.020947
-0.009306
0.082652
0.017009
-0.006475
0.082579
0.011265
-0.004215
0.077738
0.020947
0.040979

VECTOR SAP2000_MODO 2
-0.001925
-0.000594
0.000171
-0.001922
-0.000537
0.000735
-0.004343
-0.001549
-0.000909
-0.004343
-0.001314
0.000445
-0.004343
-0.00097
0.002237
-0.004054
-0.001549
0.000154
-0.004059
-0.001337
-0.00022
-0.004054
-0.00097
0.000142
-0.003764
-0.001549
-0.001453
-0.003782
-0.001314
0.00025
-0.003764
-0.00097
0.001007
-0.007047
-0.002578
-0.001141
-0.007047
-0.002104
0.000655
-0.007047
-0.001411
0.002598
-0.006464
-0.002578
0.00008
-0.006464
-0.00215
-0.000307

VECTOR ROBOT_MODO 2
0.078041
0.017014
-0.004256
0.070481
0.006276
-0.035804
0.188655
0.051270
0.046732
0.191104
0.039690
-0.017584
0.191104
0.016237
-0.097040
0.171354
0.055737
-0.005477
0.172358
0.041679
0.006053
0.171354
0.016237
-0.006684
0.151604
0.055737
0.056873
0.152838
0.039690
-0.006079
0.141121
0.011394
-0.049157
0.305090
0.088769
0.058536
0.309130
0.063778
-0.025578
0.309130
0.020289
-0.112092
0.272509
0.093533
-0.002350
0.273130
0.067465
0.006896

VECTOR SAP2000_MODO 2
-0.006464
-0.001411
0.000181
-0.005881
-0.002578
-0.001716
-0.005917
-0.002104
0.000304
-0.005881
-0.001411
0.001202
-0.010035
-0.003679
-0.001288
-0.010035
-0.002934
0.000903
-0.010035
-0.001846
0.002802
-0.009118
-0.003679
0.000019
-0.009134
-0.003007
-0.000373
-0.009118
-0.001846
0.000213
-0.008201
-0.003679
-0.001876
-0.008259
-0.002934
0.000355
-0.008201
-0.001846
0.001334
-0.013123
-0.004779
-0.001377
-0.013123
-0.003754
0.001117
-0.013123
-0.002256
0.002903

VECTOR ROBOT_MODO 2
0.272509
0.020289
-0.008548
0.235887
0.093533
0.067223
0.238176
0.063778
-0.007286
0.223930
0.015980
-0.058949
0.434592
0.130122
0.065853
0.439665
0.089507
-0.035383
0.439665
0.022966
-0.120960
0.383631
0.135034
0.000176
0.384581
0.095149
0.008942
0.383631
0.022966
-0.010070
0.327597
0.135034
0.073481
0.331099
0.089507
-0.008872
0.316627
0.018835
-0.065872
0.570452
0.172966
0.070057
0.574209
0.113787
-0.044159
0.574209
0.021220
-0.125714

VECTOR SAP2000_MODO 2
-0.011861
-0.004779
-0.000027
-0.011883
-0.003877
-0.000387
-0.011861
-0.002256
0.000229
-0.0106
-0.004779
-0.001967
-0.0106
-0.003754
0.000236
-0.0106
-0.002256
0.001416
-0.016286
-0.005867
-0.001426
-0.016286
-0.004566
0.001335
-0.016286
-0.002665
0.00295
-0.014685
-0.005867
-0.00006
-0.014726
-0.004722
-0.000366
-0.014685
-0.002665
0.000317
-0.013084
-0.005867
-0.002011
-0.013084
-0.004566
0.000387
-0.013084
-0.002665
0.001463
-0.019408
-0.006909
-0.001458

VECTOR ROBOT_MODO 2
0.496258
0.177123
0.002047
0.496258
0.121637
0.009925
0.496258
0.021220
-0.010823
0.418307
0.177123
0.077407
0.418307
0.113787
-0.005013
0.414428
0.019746
-0.069878
0.708482
0.215421
0.072175
0.714027
0.139425
-0.053519
0.714027
0.021579
-0.128186
0.614789
0.220056
0.003265
0.616471
0.149417
0.009718
0.614789
0.021579
-0.014610
0.515551
0.220056
0.079734
0.515551
0.139425
-0.014026
0.513673
0.019780
-0.071882
0.845628
0.255993
0.072825

VECTOR SAP2000_MODO 2
-0.019408
-0.005342
0.001523
-0.019408
-0.003051
0.002981
-0.017479
-0.006909
-0.000079
-0.017528
-0.005529
-0.000308
-0.017476
-0.003051
0.000359
-0.015549
-0.006909
-0.00204
-0.015549
-0.005342
0.000514
-0.015549
-0.003051
0.001489
-0.022641
-0.007829
-0.00148
-0.022807
-0.003785
0.003007
-0.020943
-0.007984
-0.000086
-0.021089
-0.003601
0.000341
-0.018176
-0.008147
-0.002065
-0.018186
-0.003407
0.001505

VECTOR ROBOT_MODO 2
0.851437
0.161651
-0.063022
0.851437
0.019240
-0.129267
0.731511
0.259091
0.003890
0.733544
0.173727
0.009709
0.731511
0.019240
-0.015793
0.611586
0.259091
0.079446
0.611586
0.161651
-0.022021
0.613340
0.018847
-0.072971
0.988131
0.297222
0.072794
1.000000
0.016971
-0.130302
0.849650
0.297222
0.004053
0.862076
0.016971
-0.014189
0.711168
0.297222
0.079105
0.719368
0.016971
-0.073391

VECTOR SAP2000_MODO 3
-0.000632
-0.000621
0.000201
-0.000624
0.000085
0.00018
-0.000632
0.000933
0.000761
0.000145
-0.000621
-0.000046
0.000131
0.000013
-0.000026
0.000145
0.000933
-0.000006575
0.000922
-0.000621
0.000373
0.000873
0.00001
-0.000116
0.000922
0.000933
-0.000002236
-0.001918
-0.001813
0.000265
-0.001918
0.000046
0.000358
-0.001918
0.002763
0.001434
0.00037
-0.001813
-0.000061
0.000356
0.000057
-0.000003764
0.00037
0.002763
-0.000013
0.002659
-0.001813
0.000683

VECTOR ROBOT_MODO 3
0.0231610
0.0215990
-0.0042210
0.0249180
0.0006570
-0.0062780
0.0192240
-0.0767680
-0.0275790
-0.0052190
0.0215990
0.0017660
-0.0047380
-0.0011870
0.0007430
-0.0052190
-0.0351620
0.0002980
-0.0336000
0.0215990
-0.0153540
-0.0318260
-0.0014600
0.0033960
-0.0403390
-0.0352130
0.0035680
0.0681670
0.0740280
0.0008530
0.0865050
0.0073960
-0.0125040
0.0681670
-0.1062890
-0.0542750
-0.0161370
0.0623190
0.0023530
-0.0148710
-0.0062640
0.0009070
-0.0161370
-0.1062890
0.0009530
-0.1004410
0.0623190
-0.0286090

VECTOR SAP2000_MODO 3
0.002516
0.000046
-0.000184
0.002659
0.002763
-0.00007
-0.004152
-0.004361
0.000239
-0.004152
-0.000527
0.000535
-0.004152
0.005077
0.001987
0.000567
-0.004361
-0.000094
0.000485
-0.000904
-0.000004584
0.000567
0.005077
-0.00002
0.005286
-0.004361
0.000916
0.004991
-0.000527
-0.000223
0.005286
0.005077
-0.000176
-0.006762
-0.007422
0.000275
-0.006762
-0.001314
0.000792
-0.006762
0.007613
0.002298
0.000756
-0.007422
-0.000125
0.000756
-0.001914
0.000026

VECTOR ROBOT_MODO 3
-0.0951720
-0.0061780
0.0043390
-0.1177890
-0.1015060
0.0060190
0.1527130
0.1564780
-0.0016000
0.1526590
0.0134570
-0.0187260
0.1526590
-0.1997910
-0.0743290
-0.0269190
0.1593640
0.0026560
-0.0177860
0.0315400
0.0023660
-0.0269190
-0.1997910
0.0017830
-0.2064970
0.1593640
-0.0386420
-0.1952730
0.0134570
0.0035990
-0.2195890
-0.1915700
0.0073430
0.2466440
0.2716200
-0.0006190
0.2492450
0.0421190
-0.0273540
0.2492450
-0.3007720
-0.0859490
-0.0395060
0.2767290
0.0030070
-0.0346100
0.0711950
0.0004820



VECTOR SAP2000_MODO 3
0.000756
0.007613
-0.000028
0.008273
-0.007422
0.001141
0.007803
-0.001314
-0.000301
0.008273
0.007613
-0.000242
-0.009636
-0.010822
0.000305
-0.009636
-0.002227
0.001096
-0.009636
0.010333
0.002455
0.000942
-0.010822
-0.000156
0.000757
-0.003072
-0.000002052
0.000942
0.010333
-0.00004
0.01152
-0.010822
0.001288
0.010858
-0.002227
-0.000383
0.01152
0.010333
-0.00028
-0.012598
-0.014357
0.000324
-0.012598
-0.003201
0.001361
-0.012598
0.013103
0.002495

VECTOR ROBOT_MODO 3
-0.0395060
-0.3007720
0.0023430
-0.3282560
0.2767290
-0.0483670
-0.3102090
0.0421190
0.0057240
-0.3335880
-0.2934500
0.0089580
0.3521410
0.4004010
0.0003520
0.3561880
0.0757250
-0.0380220
0.3561880
-0.4088820
-0.0933190
-0.0519030
0.4072990
0.0033720
-0.0449840
0.1168180
0.0005630
-0.0519030
-0.4088820
0.0027150
-0.4599930
0.4072990
-0.0547210
-0.4344880
0.0757250
0.0079130
-0.4584170
-0.4026440
0.0102010
0.4628290
0.5346960
0.0009400
0.4693660
0.1105340
-0.0476840
0.4693660
-0.5198690
-0.0966890

VECTOR SAP2000_MODO 3
0.001132
-0.014357
-0.000185
0.000892
-0.004536
0.000024
0.001132
0.013103
-0.000049
0.014862
-0.014357
0.001379
0.014862
-0.003201
-0.000754
0.014862
0.013103
-0.000289
-0.015564
-0.017881
0.000337
-0.015564
-0.004142
0.001633
-0.015564
0.015937
0.002495
0.001345
-0.017881
-0.000209
0.000914
-0.005786
0.000033
0.001345
0.015937
0.00012
0.018254
-0.017881
0.001428
0.018254
-0.004142
-0.001024
0.018254
0.015937
-0.000276
-0.01846
-0.021315
0.000394

VECTOR ROBOT_MODO 3
-0.0614990
0.5418620
0.0036910
-0.0614990
0.1639890
-0.0009430
-0.0614990
-0.5198690
0.0025800
-0.5923640
0.5418620
-0.0586700
-0.5923640
0.1105340
0.0199780
-0.5886370
-0.5153080
0.0099720
0.5734360
0.6685260
0.0008360
0.5848870
0.1447370
-0.0581620
0.5848870
-0.6352010
-0.0972810
-0.0719030
0.6783790
0.0038950
-0.0607690
0.2108720
-0.0006840
-0.0719030
-0.6352010
-0.0009570
-0.7286930
0.6783790
-0.0621200
-0.7286930
0.1447370
0.0356180
-0.7186400
-0.6304550
0.0077590
0.6789860
0.7990470
-0.0007420

VECTOR SAP2000_MODO 3
0.001871
-0.01846
0.018738
0.002482
0.001566
-0.021315
-0.000228
0.001056
-0.006991
0.000035
0.001593
0.018738
-0.000023
0.021593
-0.021315
0.00144
0.021593
-0.005044
-0.001237
0.021593
0.018738
-0.000195
-0.020905
-0.024739
0.000442
-0.021546
0.022238
0.002474
0.001976
-0.024957
-0.00024
0.002105
0.022109
0.000083
0.025041
-0.024888
0.00144
0.024493
0.021634
-0.00013

VECTOR ROBOT_MODO 3
-0.0688920
0.6973950
-0.7562320
-0.0968900
-0.0824930
0.8035430
0.0039560
-0.0692720
0.2484150
-0.0004980
-0.0824930
-0.7562320
-0.0000950
-0.8623800
0.8035430
-0.0635350
-0.8623800
0.1698840
0.0486910
-0.8407590
-0.7476900
0.0038900
0.7812040
0.9356180
-0.0021500
0.8167920
-0.8728990
-0.0969730
-0.1093980
0.9356180
0.0039110
-0.0550390
-0.8728990
-0.0005240
-1.0000000
0.9356180
-0.0632260
-0.9571070
-0.8728990
0.0017000

VECTOR SAP2000_MODO 4
-0.001276
-0.00097
0.003217
0.000131
-0.000972
0.003307
0.000841
-0.000567
0.002496
0.000161
-0.000573
0.002826
-0.000243
-0.000567
0.003307
0.000064
-0.000161
0.002496
0.000802
-0.000186
0.002825
-0.000699
-0.000161
0.003307
0.001646
-0.002562
0.006312
-0.001684
-0.002562
0.007191
0.000264
-0.002562
0.008476
0.000957
-0.00148
0.006312
0.000185
-0.001486
0.007196
-0.000181
-0.00148
0.008476
0.000117
-0.000397
0.006312
0.000976
-0.000465
0.007191

VECTOR ROBOT_MODO 4
-0.0471450
-0.0338120
0.1829930
0.0040880
-0.0364450
0.3026450
0.0289950
-0.0179410
0.0952790
0.0057600
-0.0181380
0.1046430
0.0071970
-0.0179410
0.1186070
0.0032240
-0.0062770
0.0952790
0.0320280
-0.0070060
0.1047560
-0.0279400
-0.0109510
0.1314930
0.0629530
-0.0892180
0.2405420
-0.0952550
-0.0853990
0.4025310
0.0083230
-0.0892180
0.3249170
0.0312340
-0.0497690
0.2460210
0.0076260
-0.0503620
0.2781130
0.0091110
-0.0497690
0.3249170
0.0052500
-0.0103210
0.2460210
0.0405430
-0.0127870
0.2780720

VECTOR SAP2000_MODO 4
-0.00082
-0.000397
0.008476
0.002018
-0.003628
0.01024
-0.000853
-0.003628
0.011267
0.000397
-0.003628
0.012768
0.000553
-0.002364
0.01024
0.000207
-0.002386
0.011166
0.000081
-0.002364
0.012768
0.000207
-0.0011
0.01024
0.000729
-0.001179
0.011267
-0.000689
-0.0011
0.012768
0.00106
-0.003879
0.011628
0.000953
-0.003879
0.012579
0.000637
-0.003879
0.013968
-0.000077
-0.002709
0.011628
0.000235
-0.002709
0.012486
0.000027
-0.002709
0.013968

VECTOR ROBOT_MODO 4
-0.0336990
-0.0285180
0.3079790
0.0748220
-0.1058690
0.3878890
-0.0337320
-0.1218410
0.4523900
0.0125470
-0.1218410
0.4991560
0.0173990
-0.0824590
0.4203930
0.0101950
-0.0844620
0.4484250
0.0153060
-0.0824590
0.4991560
0.0083700
-0.0430770
0.4203930
0.0311140
-0.0455390
0.4523900
-0.0297970
-0.0471390
0.4544960
0.0395280
-0.1131230
0.4470230
0.0266750
-0.1294620
0.5156030
0.0196490
-0.1294620
0.5542960
-0.0020460
-0.0968780
0.4891280
0.0128340
-0.0974300
0.5123220
0.0038260
-0.0968780
0.5542960

VECTOR SAP2000_MODO 4
0.000282
-0.001539
0.011628
0.000239
-0.001612
0.012579
-0.000294
-0.001539
0.013968
-0.000844
-0.003146
0.009786
0.003078
-0.003146
0.010441
0.000947
-0.003146
0.011398
-0.000798
-0.00234
0.009786
0.000265
-0.002354
0.010377
0.000018
-0.00234
0.011398
0.000354
-0.001534
0.009786
-0.000236
-0.001584
0.010441
0.00016
-0.001534
0.011398
-0.00308
-0.001482
0.004989
0.005061
-0.001482
0.005175
0.001221
-0.001482
0.005447
-0.00149
-0.001252
0.004989

VECTOR ROBOT_MODO 4
0.0111700
-0.0642940
0.4891280
0.0107090
-0.0663300
0.5156030
-0.0132900
-0.0585710
0.5017000
-0.0288780
-0.0926890
0.3880870
0.1018910
-0.1098660
0.4411480
0.0289590
-0.1098660
0.4684630
-0.0269190
-0.0868640
0.4224590
0.0153820
-0.0872540
0.4388320
-0.0004080
-0.0868640
0.4684630
0.0133440
-0.0638620
0.4224590
-0.0099660
-0.0652990
0.4411480
0.0060890
-0.0569640
0.4190500
-0.1132050
-0.0423620
0.2058420
0.1740910
-0.0517570
0.2341430
0.0366560
-0.0517570
0.2360560
-0.0520820
-0.0501460
0.2328340

VECTOR SAP2000_MODO 4
0.000291
-0.001256
0.005153
0.000116
-0.001252
0.005447
0.000399
-0.001023
0.004989
-0.000648
-0.001023
0.005175
-0.001149
-0.001023
0.005447
-0.005176
0.001154
-0.002403
0.006466
0.001154
-0.002941
0.001499
0.001154
-0.003727
-0.002012
0.000491
-0.002403
0.000309
0.000508
-0.002877
0.000137
0.000491
-0.003727
0.00021
-0.000171
-0.002403
-0.000894
-0.000171
-0.002941
-0.001546
-0.000171
-0.003727
-0.0067
0.004193
-0.010636
0.007198
0.004193
-0.011977

VECTOR ROBOT_MODO 4
0.0175900
-0.0501460
0.2339800
0.0034210
-0.0501460
0.2360560
0.0142530
-0.0485350
0.2328340
-0.0295040
-0.0485350
0.2341430
-0.0420460
-0.0398640
0.2004480
-0.1940870
0.0388640
-0.0780350
0.2311930
0.0397820
-0.1014090
0.0432340
0.0397820
-0.1357860
-0.0668810
0.0108330
-0.0778880
0.0192970
0.0113240
-0.0984940
0.0020450
0.0108330
-0.1357860
0.0151520
-0.0181160
-0.0778880
-0.0432610
-0.0181160
-0.1014090
-0.0617110
-0.0071050
-0.1308720
-0.2576110
0.1565410
-0.4238020
0.2671900
0.1360740
-0.4878870

VECTOR SAP2000_MODO 4
-0.013937
-0.002122
0.002543
-0.010636
0.000321
0.002585
-0.011817
0.00014
0.002541
-0.013937
0.00055
0.000893
-0.010636
-0.001087
0.000893
-0.011977
-0.001839
0.000893
-0.013937
-0.007792
0.00817
-0.019392
0.007467
0.007064
-0.028981
-0.002049
0.004862
-0.020002
0.000324
0.003257
-0.028245
0.000333
0.001041
-0.019728
-0.001237
0.003999
-0.025953
-0.008356

VECTOR ROBOT_MODO 4
-0.5552320
-0.0694130
0.0793630
-0.4418090
0.0204210
0.0803240
-0.4821770
0.0029700
0.0793630
-0.5552320
0.0142350
0.0226510
-0.4418090
-0.0496390
0.0226510
-0.4878870
-0.0750820
0.0513680
-0.5349100
-0.3002660
0.3116940
-0.8132620
0.2794800
0.2310870
-1.0000000
-0.0686110
0.1692930
-0.8132620
0.0210370
0.1902380
-1.0000000
0.0170520
0.0268920
-0.8132620
-0.0522740
0.1479720
-1.0000000
-0.3165970



VECTOR SAP2000_MODO 5
-0.000304
-0.002969
-0.000665
-0.000203
-0.002974
-0.000559
0.002606
-0.002947
-0.000612
0.00094
-0.002947
-0.000591
0.00047
-0.002947
-0.000559
-0.000038
-0.00292
-0.000612
-0.001282
-0.002922
-0.000591
-0.000029
-0.00292
-0.000559
0.00115
-0.007558
-0.00158
-0.000562
-0.007558
-0.001475
-0.000409
-0.007558
-0.001322
0.003273
-0.007429
-0.00158
0.001234
-0.00743
-0.001475
0.000502
-0.007429
-0.001322
-0.000183
-0.0073
-0.00158
-0.001372
-0.007308
-0.001475

VECTOR ROBOT_MODO 5
-0.012781
-0.131436
-0.062385
-0.010061
-0.129476
-0.027198
0.116264
-0.139179
-0.025697
0.044911
-0.139199
-0.024774
0.047757
-0.139179
-0.023398
-0.005684
-0.138030
-0.025696
-0.055512
-0.138102
-0.024763
0.000497
-0.079797
-0.025615
0.030443
-0.346899
-0.063040
-0.077604
-0.364938
-0.117022
-0.020143
-0.346900
-0.066284
0.145364
-0.348416
-0.063251
0.060897
-0.348393
-0.064485
0.045222
-0.348416
-0.066284
-0.017343
-0.349932
-0.063251
-0.054306
-0.349837
-0.064483

VECTOR SAP2000_MODO 5
-0.001322
0.001353
-0.011648
-0.0028
-0.000247
-0.011648
-0.002345
-0.000615
-0.011648
-0.00168
0.002176
-0.011088
-0.0028
0.001747
-0.011097
-0.00239
-0.000013
-0.011088
-0.00168
-0.000397
-0.010527
-0.0028
-0.000502
-0.010562
-0.002345
-0.000375
-0.010527
-0.00168
0.000702
-0.013007
-0.003238
0.000901
-0.013007
-0.002576
-0.001024
-0.013007
-0.001609
-0.000054
-0.012193
-0.003238
0.002217
-0.012193
-0.002641
0.000256
-0.012193
-0.001609
-0.000587
-0.011378

VECTOR ROBOT_MODO 5
-0.058670
0.037451
-0.479740
-0.112930
-0.000426
-0.534770
-0.103507
-0.030182
-0.534770
-0.078574
0.084995
-0.513774
-0.120566
0.090244
-0.514842
-0.105621
0.015727
-0.513774
-0.078574
-0.034357
-0.492778
-0.120566
-0.007517
-0.494091
-0.103507
-0.012485
-0.271821
-0.074251
0.019367
-0.525224
-0.131843
0.053078
-0.587043
-0.111271
-0.047162
-0.587043
-0.066423
-0.023778
-0.549276
-0.141956
0.117132
-0.549916
-0.115074
0.025295
-0.549276
-0.066423
-0.049616
-0.511509

VECTOR SAP2000_MODO 5
-0.003238
0.00095
-0.011429
-0.002576
-0.000607
-0.011378
-0.001609
-0.000454
-0.011057
-0.002781
0.002302
-0.011057
-0.002124
-0.001554
-0.011057
-0.001165
-0.002635
-0.010249
-0.002781
0.002636
-0.010263
-0.002189
0.000542
-0.010249
-0.001165
-0.000771
-0.009441
-0.002781
0.002558
-0.009491
-0.002124
-0.000857
-0.009441
-0.001165
-0.001812
-0.00596
-0.001557
0.003623
-0.00596
-0.001114
-0.002014
-0.00596
-0.000466
-0.005
-0.005414
-0.001557
0.002977
-0.005424

VECTOR ROBOT_MODO 5
-0.141956
0.064367
-0.513870
-0.111271
-0.023360
-0.294587
-0.065465
-0.016524
-0.434739
-0.117696
0.116112
-0.484292
-0.085859
-0.069268
-0.484292
-0.030961
-0.143174
-0.438062
-0.123421
0.141256
-0.438846
-0.090514
0.030519
-0.438062
-0.030961
-0.063830
-0.391832
-0.123421
0.137580
-0.394721
-0.085859
-0.033373
-0.239926
-0.035442
-0.064382
-0.214259
-0.069603
0.169936
-0.242222
-0.041297
-0.089216
-0.242222
0.006619
-0.246956
-0.201872
-0.074081
0.161180
-0.201872

VECTOR SAP2000_MODO 5
-0.001167
0.000684
-0.005414
-0.000466
-0.000876
-0.004869
-0.001557
0.003999
-0.004869
-0.001114
-0.000974
-0.004869
-0.000466
-0.003066
0.001718
0.000241
0.004596
0.001718
0.000334
-0.00241
0.001718
0.00047
-0.006743
0.001832
0.000241
0.003223
0.001829
0.000323
0.000813
0.001832
0.00047
-0.002123
0.001947
0.000241
0.005057
0.001947
0.000334
-0.001694
0.001947
0.00047
-0.003968
0.010572
0.002312
0.005315
0.010572
0.001977
-0.002657
0.010572

VECTOR ROBOT_MODO 5
-0.045360
0.034070
-0.201872
0.006619
-0.071498
-0.161522
-0.074081
0.196883
-0.161522
-0.041297
-0.031216
-0.093661
0.004256
-0.119211
0.100562
0.007152
0.204529
0.108943
0.027705
-0.107829
0.108943
0.047294
-0.320148
0.125439
0.014302
0.175922
0.125159
0.026044
0.039422
0.125439
0.047294
-0.164415
0.141935
0.014302
0.236322
0.141935
0.027705
-0.066637
0.150808
0.039628
-0.165945
0.462321
0.096811
0.219291
0.510414
0.098370
-0.121124
0.510414

VECTOR SAP2000_MODO 5
0.001488
-0.008206
0.01016
0.002312
0.003394
0.010171
0.002017
0.000669
0.01016
0.001488
-0.002301
0.009748
0.002312
0.00617
0.009748
0.001977
-0.00227
0.009748
0.001488
-0.004479
0.02001
0.002395
0.005736
0.022598
0.01102
-0.009053
0.030475
0.005637
0.003497
0.034546
0.006743
-0.0025
0.019731
0.008359
0.006959
0.018267
0.001858
-0.004745

VECTOR ROBOT_MODO 5
0.075126
-0.368966
0.490840
0.114273
0.184787
0.491172
0.100341
0.045032
0.490840
0.075126
-0.176096
0.471266
0.114273
0.251631
0.471266
0.098370
-0.094253
0.452860
0.062391
-0.191347
0.847915
0.190941
0.221000
1.000000
0.073340
-0.391816
0.844488
0.190941
0.190029
0.896094
0.073340
-0.284792
0.841061
0.190941
0.254305
0.788583
0.073340
-0.198618